

UM MÉTODO PARA A ESTIMATIVA DA DEFLEXÃO DO PAVIMENTO
FERROVIÁRIO LASTREADO

George Wilton Albuquerque Rangel

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão
Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro
Julho de 2017

UM MÉTODO PARA A ESTIMATIVA DA DEFLEXÃO DO PAVIMENTO
FERROVIÁRIO LASTREADO

George Wilton Albuquerque Rangel

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão, Ph.D.

Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof^a. Liedi Legi Bariani Bernucci, D.Sc.

Prof. Márcio Muniz de Farias, Ph.D.

Prof^a. Michéle Dal Toé Casagrande, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JULHO DE 2017

Rangel, George Wilton Albuquerque

Um método para a estimativa da deflexão do pavimento ferroviário lastreado / George Wilton Albuquerque Rangel. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

XXVII, 368 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Laura Maria Goretti da Motta

Tese (doutorado) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 275-285.

1. Método. 2. Deflexão. 3. Pavimento ferroviário. 4. Elementos finitos. 5. Módulo de via. 6. UMAT. 7. ABAQUS. I. Aragão, Francisco Thiago Sacramento *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Agradecimentos

Agradeço primeiramente ao meu orientador, Prof. Ph.D. Francisco Thiago Sacramento Aragão, que aceitou minha inscrição para o programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da COPPE e pelo apoio nas mais diversas etapas. Sem essa oportunidade não seria possível o desenvolvimento desta pesquisa.

Agradeço também à Prof^a. Dra. Laura Maria Goretti da Motta, co-orientadora, pela grande experiência e importantíssimas colaborações, principalmente no compartilhamento de diversos materiais acadêmicos, fundamentais nas tomadas de decisões.

Ao Prof. Dr. Antonio Carlos Rodrigues Guimarães (IME), pelas orientações na banca de qualificação e em outras etapas do desenvolvimento da pesquisa.

Aos vários colegas de mestrado e doutorado da COPPE, que muito colaboraram nos momentos difíceis, principalmente nas disciplinas cursadas. Em especial à Carol, pelo apoio documental nas minhas ausências.

Ao corpo técnico-administrativo da UFRJ, em especial da Geotecnia, pela ajuda e agilidade nas mais diversas demandas nas quais não pude estar presente na cidade do Rio de Janeiro.

Aos colegas de trabalho na VALEC – Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., pelo apoio durante os quatro anos de estudos. As experiências de campo compartilhadas durante a construção da Ferrovia Norte-Sul agregadas com a teoria acadêmica foi aspecto de grande relevância para o desenvolvimento do texto desta tese.

À minha mãe Maria Helena de Albuquerque Nascimento, meu padraastro Sizenando Alves Nascimento e ao meu irmão Eng. Marcelo Albuquerque Bastos. Sem a colaboração de vocês, por mais que tenha me dedicado, não conseguiria alcançar mais essa etapa em minha vida. Ninguém mais do que vocês sabem dos percalços que já passei.

À minha tia Odete Toledo, minha prima Nina e ao meu primo Emerson e esposa Lidiane, pelo apoio logístico na cidade do Rio de Janeiro.

À Manuela Pádua Ferreira e família pela compreensão e apoio nas diversas ausências necessárias para a consolidação desta tese.

Às demais pessoas que de alguma forma colaboraram com esse trabalho, obrigado a todos.

Prefácio

É interessante como as oportunidades podem fazer a diferença na vida das pessoas. No início do ano de 2009 tive a oportunidade de fazer estágio na até então Ferrovia Centro Atlântica (FCA) em Uberlândia/MG. Foi um grande processo seletivo, onde provas on-line e presenciais foram aplicadas para vários candidatos e o mais interessante é que na ocasião eu não entendia nada de ferrovias, na verdade mal sabia o que era um dormente. Na entrevista final haviam apenas dois candidatos e fui questionado sobre meu conhecimento na área ferroviária. Minha resposta foi que nada conhecia, não tinha cursado a disciplina de ferrovias na graduação, infelizmente realidade na maioria das escolas de engenharia civil no Brasil à época, mas que estava disposto a aprender caso tivesse a oportunidade. Fui selecionado, tendo que atrasar minha formatura em 6 meses para me adequar às condições do processo seletivo. Eis a minha primeira oportunidade de aprendizado com ferrovias.

O ano de 2009 foi um ano árduo. Acompanhei diariamente atividades de manutenção e inspeção ferroviária no trecho entre Uberlândia/MG, Araguari/MG e Uberaba/MG no Triângulo Mineiro. Percorri todo o segmento de mais de 150 km a pé, de auto de linha e de trem, acompanhando a execução das mais diversas atividades de manutenção, participei de atendimentos a acidentes ferroviários e ministrei cursos às novas equipes. Descobri a via permanente ferroviária e desde então decidi que queria investir na área.

Em abril de 2010 quando me formei engenheiro civil defendi o trabalho intitulado “Desgate em trilhos decorrente do excesso de superelevação em curvas ferroviárias”, comparando as superelevações de projeto com as superelevações reais medidas em campo de todas as curvas entre Uberlândia/MG e Araguari/MG. Pela qualidade do trabalho fui orientado a fazer mestrado, preferencialmente na linha de pesquisa da modalidade ferroviária, culminando no meu afastamento da FCA. Infelizmente, na ocasião, a Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (UFU) não dispunha de tal linha de pesquisa e a situação financeira na época me direcionou à área de estruturas e construção civil, onde existiam bolsas de estudos. No mestrado trabalhei com reforço da alvenaria estrutural, defendendo o trabalho intitulado “Avaliação do desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com PRFC”.

Em setembro de 2010, uma situação imprevista com o até então professor das disciplinas de Estradas I e II da Universidade de Uberaba fez com que eu tivesse a oportunidade de ministrar algumas aulas na instituição. Em comum acordo com a coordenação do curso, a disciplina de Estradas I teve então sua ementa alterada para incluir a via permanente ferroviária, onde ministrei aulas até dezembro de 2012. Frutos foram colhidos e 4 trabalhos de conclusão de curso na área ferroviária foram defendidos por ex-alunos meus, e mais tarde alguns profissionais viriam até se tornar colegas de trabalho em obras de implantação ferroviária. Eis a minha segunda oportunidade na área.

Em janeiro de 2013, uma vez aprovado no concurso público para a estatal VALEC – Engenharia Construções e Ferrovias S. A. como engenheiro civil, fui lotado na cidade de São Simão/GO, onde estava sendo construído o lote 4S da Extensão Sul da Ferrovia Norte Sul, seguimento que abrange as cidades de Quirinópolis/GO, Paranaiguara/GO, São Simão/GO e Santa Helena/MG. Fui engenheiro auxiliar durante 3 anos e no início de 2016 me tornei engenheiro fiscal do contrato deste lote, contemplando a construção 148 km de via permanente, mais de 200 bueiros, 7 pontes, 4 viadutos, 2 passagens superiores e um terminal intermodal, obras que superam a cifra de 600 milhões de reais. Eis a minha terceira oportunidade de aprendizado em ferrovias.

Recentemente à defesa desta tese fui aprovado no concurso público para professor efetivo da Universidade Federal de Goiás (UFG), na área de transporte ferroviário, que muito provavelmente será minha quarta ascensão de trabalho com ferrovias.

Após 8 anos de experiência prática e teórica com a via permanente ferroviária, posso dizer que sua complexidade e história são realmentes extraordinárias e as incertezas enormes. O pavimento ferroviário lastreado é uma estrutura em camadas de relativa complexidade, tendo ao mesmo tempo materiais metálicos, sintéticos, madeira, concreto, rocha britada e solo. A história das ferrovias é marcada por tentativas e erros, sendo responsável pelo desenvolvimento populacional e tecnológico de diversas regiões no mundo desde a revolução industrial, passando pelo século XX até os dias atuais.

Os carregamentos impostos por eixo são elevados, ao passo que as tolerâncias geométricas são milimétricas, tornando relevante o desenvolvimento de maiores pesquisas na mecânica dos pavimentos ferroviários.

Como tendências tecnológicas para a via permanente ferroviária brasileira, podem ser mencionados os materiais geossintéticos para o ganho de desempenho da camada de lastro ou sublastro e a inserção de camadas asfálticas, o que torna o entendimento do comportamento mecânico do pavimento ainda mais complexo.

A ferrovia demanda uma gama enorme de profissionais, tais como engenheiros e técnicos nas mais diversas áreas, advogados, geólogos, biólogos, etc. A carência de profissionais qualificados na área é evidente e o Brasil como um país continental necessita urgentemente de maiores investimentos no setor.

Por fim, se você hoje está lendo este pequeno depoimento é porque alguém no ano de 2009 me concedeu a oportunidade de descobrir o mundo ferroviário com um “simples” estágio, criando as bases práticas necessárias para o futuro. É porque alguém no ano de 2010 me concedeu a oportunidade de ministrar aulas de ferrovias, criando as bases teóricas. É porque no ano de 2013, além da oportunidade de participar da construção de uma das principais ferrovias brasileiras, tive a oportunidade de fazer doutorado na área.

Ao leitor, espero que parte do meu conhecimento expresso nesta tese seja aproveitado e somado ao seu conhecimento. Sempre que possível tentei unir a teoria com a prática que considero tão importante na engenharia. E caso esteja ao seu alcance, nunca deixe de conceder oportunidades a quem realmente tem interesse, isso pode mudar a vida das pessoas.

Boa leitura.

São Simão/GO, 24 de maio de 2017.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

UM MÉTODO PARA A ESTIMATIVA DA DEFLEXÃO DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO LASTREADO

George Wilton Albuquerque Rangel

Julho/2017

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta os fundamentos teóricos de um método para a estimativa da deflexão de pavimentos ferroviários. Avaliando o comportamento mecânico da estrutura, simulações computacionais apontaram para a necessidade da definição de novos métodos baseados em conceitos teóricos mais adequados do que métodos simplificados e/ou empíricos existentes utilizados para a estimativa da deflexão. Foram realizadas simulações computacionais utilizando o método dos elementos finitos (MEF) no software ABAQUS 2016 para parametrizar a influência de diferentes variáveis na estimativa de deflexões, como o carregamento, a bitola, trilhos, dormentes, a espessura e o módulo de resiliência das camadas no comportamento mecânico global do pavimento, o que permitiu com os resultados obtidos em cada simulação formar um sistema matricial correlacionando o grupo de variáveis parametrizadas e as deflexões encontradas. Utilizou-se modelo elástico linear para a simulação dos trilhos e dormentes, o critério de Drucker-Prager para o lastro e o modelo de GUIMARÃES (2009) para o sublastro e subleito, implementado por intermédio da rotina UMAT. A solução do sistema matricial permite a definição de uma equação genérica que pode ser utilizada para estimar a deflexão de determinado pavimento ferroviário dentre aqueles simulados ou outro similar. Comparações dos resultados da equação formulada com valores de deflexões medidas em campo por outros autores mostram a aplicabilidade do método, tornando-o uma ferramenta eficiente para a previsão de deslocamentos verticais do pavimento ferroviário.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

A METHODOLOGY TO ESTIMATE THE BALLASTED RAILWAY TRACK DEFLECTION

George Wilton Albuquerque Rangel

July/2017

Advisors: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This thesis presents the theoretical method to estimate the deflection of railway track. Evaluating the mechanical performance of the structure, computer simulations pointed to the necessity of new methods based on theoretical concepts better suited than existing simplified or empirical methods for estimating the deflection. Were performed computer simulations using the finite element method (FEM) within ABAQUS 2016 software to parameterize the influence of different variables to estimate deflections, such as load, gauge, rails, sleepers, thickness and resilient modulus of layers in overall mechanical behavior of the track, which allows with the results obtained in each simulation to form a matrix system correlating the parameterized variables group and the encountered deflections. Were applied an elastic model to simulate the rails and sleepers, the Drucker-Prager's criterion for the ballast and the brazilian GUIMARÃES (2009)'s model for the subballast and subgrade, implemented by UMAT routine. The solution of this system allows the definition of a general equation that can be used to estimate the track deflection between those simulated or others like. Comparisons of formulated equation results with real deflections values measured in the field by other authors show the applicability of the method, making it an effective tool for predicting vertical displacements of the track in the brazilian network.

Sumário

1	Introdução.....	1
1.1	Um breve histórico das ferrovias no Brasil.....	1
1.2	A ferrovia como modalidade de transporte.....	5
1.3	Considerações básicas de projeto e dimensionamento do pavimento.....	7
1.4	Da justificativa e objetivos do trabalho.....	12
1.5	Estrutura da tese.....	14
2	A via permanente ferroviária lastreada.....	17
2.1	A infraestrutura ferroviária.....	20
2.1.1	Subleito.....	21
2.1.2	Sublastro.....	25
2.2	A superestrutura ferroviária em vias lastreadas.....	31
2.2.1	Lastro.....	31
2.2.1.1	A geração de finos no lastro e a influência no comportamento mecânico ..	48
2.2.1.2	Ensaio triaxiais no lastro e a influência no MR.....	53
2.2.2	Dormentes.....	63
2.2.2.1	Dormentes de madeira.....	65
2.2.2.2	Dormentes de concreto.....	67
2.2.2.3	Dormentes de aço.....	74
2.2.3	Trilhos.....	76
2.2.3.1	O dimensionamento dos trilhos.....	79
2.2.4	O conjunto de fixação.....	83
2.2.5	Bitola.....	91
2.3	Análises não destrutivas do pavimento ferroviário.....	93
2.3.1	A viga Benkelman e a deflexão do pavimento ferroviário.....	94
2.3.2	Settlement Pegs.....	100
2.3.3	GeoGauge.....	101
2.3.4	Light Weight Deflectometer (LWD).....	102
2.3.5	Sensores de deformação e pressão.....	103
2.4	Propriedades comuns dos materiais das camadas do pavimento ferroviário.....	105
3	Estimativa de momentos, tensões, deformações e deslocamentos em camadas do pavimento ferroviário.....	109
3.1	Carregamentos verticais estáticos e dinâmicos.....	110
3.2	Tensão e superfície de contato roda-trilho.....	119
3.3	Os métodos clássicos para obtenção de esforços e deflexões.....	120
3.3.1	O método de Winkler e o coeficiente de deflexão de apoio (C).....	120
3.3.2	O método de Zimmermann.....	125
3.3.2.1	Modificação do método de Zimmermann por TIMOSHENKO et al.....	130
3.3.2.2	Modificação do método de Zimmermann para um grupo de cargas.....	131
3.3.3	O método de TALBOT e o módulo de via (U).....	133
3.4	O coeficiente de rigidez de apoio e a relação entre os parâmetros de rigidez.....	141
3.5	Estimativa de tensões verticais e momentos fletores nos dormentes.....	143
3.6	O sistema dormente-lastro.....	147
3.7	Distribuição de tensões no lastro.....	153
3.8	Tensões no subleito.....	162
3.9	Tensões em camadas estratificadas.....	164
3.10	Estimativa de deflexões elásticas no pavimento ferroviário.....	165
3.10.1	A influência do tipo de dormente na deflexão do pavimento.....	170

3.11 Estimativa de recalques e deformações permanentes no pavimento ferroviário	175
4 A modelagem computacional do pavimento ferroviário	189
4.1 Programas utilizados para a modelagem de pavimentos ferroviários	192
4.1.1 GEOTRACK	192
4.1.2 KENTRACK	193
4.1.3 FERROVIA 3.0	194
4.1.4 VALETrack 1.3	197
4.1.5 ABAQUS	199
5 Metodologia, planejamento da modelagem e resultados das simulações	202
5.1 A análise exploratória	204
5.1.1 A tensão de flexão no trilho	204
5.1.2 O espaçamento entre dormentes	206
5.1.3 O dormente real de concreto e o dormente simulado	209
5.1.4 A simulação do conjunto ou sistema de fixação	209
5.1.5 O estado plano de deformações da via permanente ferroviária	220
5.1.6 O estudo de convergência da malha 2D em MEF	224
5.1.7 A implementação do modelo de GUIMARÃES (2009) no ABAQUS	229
5.1.8 O método proposto e as simulações realizadas	237
5.2 A análise final	242
5.2.1 Resultados obtidos com as 768 simulações computacionais	242
5.2.2 Comparação das estimativas de deflexões vs deflexões medidas em campo	256
5.2.2.1 Comparação com dados de COSTA (2016)	256
5.2.2.2 Comparação com dados de FERNANDES (2005)	259
5.2.2.3 Comparação com dados de SPADA (2003)	261
5.2.2.4 Considerações finais	265
6 Conclusões e sugestões de pesquisas futuras	270
Referências bibliográficas	275
Anexo A – Tipos de trilhos utilizados na pesquisa	286
Anexo B – Programa em Fortran para implementação da rotina UMAT, incorporando o modelo de GUIMARÃES (2009)	289
Anexo C – Pavimentos simulados e as malhas em elementos finitos	293
Anexo D – Resultados das simulações realizadas	318
Anexo E – Programa em Matlab para a solução do sistema matricial $[A].[X]=[C]$ definido na seção 5.1.8	345
Anexo F – Comparação entre as deflexões obtidas por simulações em MEF vs deflexões obtidas pela equação proposta	353

Lista de figuras

Figura 1.1 – Evolução da malha ferroviária brasileira para o transporte de carga pesada até o ano de 1995.....	2
Figura 1.2 – Mapa das ferrovias brasileiras.....	5
Figura 1.3 – Esquema de dimensionamento mecânico do pavimento ferroviário.....	8
Figura 2.1 – Exemplo de uma via permanente lastreada com dormentes de concreto...	17
Figura 2.2 – Exemplos pavimentos ferroviários com camadas asfálticas	17
Figura 2.3 – Exemplos de slab tracks	18
Figura 2.4 – Pavimento típico do TGV antes e depois da inserção do SCA	18
Figura 2.5 – Distribuição típica de tensões entre as camadas do pavimento ferroviário	19
Figura 2.6 – Efeito da compactação na deformação permanente	22
Figura 2.7 – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade no MR, solo LVA	23
Figura 2.8 – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade no MR, solo PVB	23
Figura 2.9 – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade no MR, solo SP.	23
Figura 2.10 – Efeito da massa específica e umidade de um solo argiloso no MR	24
Figura 2.11 – Variação da deformação permanente em função da umidade.....	25
Figura 2.12 – Sublastro granular: (a) com predominância de cascalho; (b) em mistura solo-brita.....	26
Figura 2.13 – Exemplo de sublastro respeitando o critério de separação de graduação	28
Figura 2.14 – Exemplo de sublastro em duas camadas respeitando o critério de separação de graduação	29
Figura 2.15 – Faixa granulométrica do sublastro recomendado pela Public Transport Victoria (1997), Austrália.....	30
Figura 2.16 – Curvas granulométricas das faixas VALEC e ABNT para lastro	39
Figura 2.17 – Faixas granulométricas para o lastro, norma australiana AS2758.7	39
Figura 2.18 – Faixas granulométricas para o lastro, norma Norte Americana AREMA	40
Figura 2.19 – Faixas granulométricas para o lastro nas ferrovias francesas	41
Figura 2.20 – Faixa granulométrica para o lastro recomendada por INDRARATNA et al. (2011)	41
Figura 2.21 – Deformação permanente vertical do lastro vs número de ciclos de carga para granulometrias e frequências diferentes	42
Figura 2.22 – Seção tipo da via permanente em tangente	43
Figura 2.23 – Método CBR para determinação da espessura do lastro	44
Figura 2.24 – Ábaco para determinação da espessura do lastro	46
Figura 2.25 – Finos no lastro de rocha basáltica oriundos da própria quebra do material após a compactação mecanizada, lastro novo	50
Figura 2.26 – Deformações permanentes em vias após atividades de socaria no lastro	51
Figura 2.27 – Triaxial em lastro no equipamento de grande porte.....	54
Figura 2.28 – Translação da curva granulométrica dos materiais de lastro ensaiados por Fonte: KLINCEVICIUS, 2011	54
Figura 2.29 – MR de lastros obtidos por KLINCEVICIUS, 2011	55
Figura 2.30 – Variação do MR do lastro em função da pressão confinante.....	57
Figura 2.31 – Influência da pressão de confinamento na deformação axial e volumétrica do lastro sobre carga cíclica.....	58
Figura 2.32 – Relação entre a tensão normal efetiva e o ângulo de atrito externo aparente mobilizado para lastro basáltico	59
Figura 2.33 – Esquema de ensaios triaxiais realizados por BIAN et al. (2016).....	59

Figura 2.34 – Padrão de carregamento em ensaios triaxiais realizados por BIAN et al. (2016)	60
Figura 2.35 – Deformação axial dos corpos de prova vs número de ciclos de carga. Espécimes (a), (b) e (c) com 90 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente. Espécimes (d), (e) e (f) com 98 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente	61
Figura 2.36 – MR vs número de ciclos de carga. Espécimes (a), (b) e (c) com 90 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente. Espécimes (d), (e) e (f) com 98 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente	62
Figura 2.37 – Ângulo de atrito vs tensão confinante do lastro, sublastro e do conjunto lastro-sublastro considerando: (a) 90 % de compactação; (b) 98 % de compactação... ..	63
Figura 2.38 – Dormentes bi blocos de concreto no metrô do RJ. Blocos inseridos na laje de concreto isoladamente (a), blocos unidos por uma barra rígida metálica (b)	68
Figura 2.39 – Fábrica de dormentes de concreto (a), construção da via férrea utilizando dormentes monobloco de concreto (b)	68
Figura 2.40 – Dimensões do dormente bi blobo de concreto	69
Figura 2.41 – Dimensões do dormente monobloco de concreto protendido: (a) de base constante; (b) de base variável.....	70
Figura 2.42 – Limite de SO ₃ em função da temperatura de cura.....	73
Figura 2.43 – Exemplo de esquema do dormente de aço	74
Figura 2.44 – (a) Dormente de aço implantado na via; (b) estoque de dormentes de aço	75
Figura 2.45 – Evolução histórica dos trilhos ferroviários	77
Figura 2.46 – (a) Conjunto de fixação separado; (b) Conjunto montado: (1) tirefond; (2) elastômero de apoio do trilho, geralmente não utilizado quando da existência da placa de apoio metálica; (3) mola tensionadora; (4) elemento de fixação; (5) parafuso de pressão; (6) placa de apoio metálica.....	84
Figura 2.47 – (a) Pregos de linha; (b) Grampo elástico fastclip	84
Figura 2.48 – (a) Pregos de linha rígido em serviço; (b) Pregos elásticos simples. (c) Pregos elásticos duplos em serviço	85
Figura 2.49 – (a) Tirefond prendendo diretamente o patim do trilho; (b) Conjunto de fixação com tirefond e castanha	85
Figura 2.50 – Fixação tipo K ou GEO com castanha e coxim	86
Figura 2.51 – Fixação Pandrol e-clip: (a) para dormente de madeira; (b) para dormente de concreto	87
Figura 2.52 – Conjuntos de fixação Vossloh.....	87
Figura 2.53 – Exemplos de placas de apoio	88
Figura 2.54 – Palmilha amortecedora para dormentes de concreto.....	89
Figura 2.55 – Tensões entre o trilho e uma placa de apoio (1 psi \cong 6,9 kPa).....	89
Figura 2.56 – Fixação no dormente de aço: (a) cavidade do grampo soldada e sem palmilha isoladora/amortecedora; (b) placa de apoio soldada ao dormente; (c) castanhas aparafusadas no dormente; (d) furos usinados; (e) fixação fastclip e placa de apoio	90
Figura 2.57 – Medida da bitola abaixo do topo do boleto.....	91
Figura 2.58 – Distribuição das bitolas no mundo em 1977	92
Figura 2.59 – Distribuição de bitolas no mundo	92
Figura 2.60 – Utilização de viga Benkelman na ferrovia	94
Figura 2.61 – Posicionamento da Viga Benkelman no patim do trilho.....	94
Figura 2.62 – Bacias de deflexão no trecho Comendador Soares/Austin, Rio de Janeiro, para um eixo de aproximadamente 232 kN	96

Figura 2.63 – Bacias de deflexão no trecho Piedade/Quintino, Rio de Janeiro, para um eixo de aproximadamente 232 kN	96
Figura 2.64 – Aparato de medição eletrônica de deflexões.....	97
Figura 2.65 – Deflexão em via com lastro novo e dormente de concreto	97
Figura 2.66 – Bacias de deformação para diversas estruturas ferroviárias	98
Figura 2.67 – Critérios de deflexão do pavimento com base na durabilidade.....	99
Figura 2.68 – Deformação e deslocamento vertical médio do lastro ao longo de 18 meses em uma via real	99
Figura 2.69 – Utilização de Settlement Pegs na avaliação da deformação do pavimento em ensaios de caixa: (a) base dos Settlement Pegs posicionadas antes da aplicação do lastro; (b) parte superior dos Settlement Pegs após aplicação do lastro.....	100
Figura 2.70 - Utilização de Settlement Pegs na avaliação da deformação do pavimento em campo: (a) e (c) esquema de posicionamento dos Settlement Pegs; (b) e (d) esquema de posicionamento do suporte dos LVDTs para obtenção eletrônica das medidas.....	101
Figura 2.71 - GeoGauge TM , visão superior do equipamento	102
Figura 2.72 - Light Weight Deflectometer (LWD)	102
Figura 2.73 – Sensores de deformação enterrado no subleito ferroviário	103
Figura 2.74 – Células de pressão sob o dormente para medidas de tensões verticais e transversais	104
Figura 2.75 – Resultados da distribuição de tensões nos testes em escala natural.....	105
Figura 3.1 – Vagão GDU com 4 eixos e peso total até 1500 kN, 375 KN por eixo.....	112
Figura 3.2 – Locomotiva Dash 9M com 4.000 HP de potência, 1600 kN e 8 eixos	112
Figura 3.3 – Coeficientes dinâmicos de majoração da carga estática em função da variação de velocidade do trem.....	115
Figura 3.4 – Influência do carregamento de 2 truques de vagões adjacentes sobre os trilhos	116
Figura 3.5 – Efeito da frequência de carga na deformação do lastro	118
Figura 3.6 – Posição de carregamento que resulta maior momento fletor conforme WINKLER.....	120
Figura 3.7 – Viga sobre apoios discretos e elásticos, submetida a um carregamento vertical	121
Figura 3.8 – Modelo de Winkler para a viga sobre apoios discretos.....	121
Figura 3.9 – Modelo de ZIMMERMANN (1888) para via em viga com apoios contínuos elásticos	125
Figura 3.10 – Solicitação no trilho em um elemento de comprimento dx	126
Figura 3.11 – Linha de influência básica para o momento fletor dos trilhos	129
Figura 3.12 – Cargas das rodas e distâncias entres cargas para o método de JAEHN .	131
Figura 3.13 – Grupos de cargas por eixo e distâncias para uma locomotiva a vapor...	132
Figura 3.14 – Arranjo experimental utilizado por TALBOT (1918, 1941).....	134
Figura 3.15 – Variação dos deslocamentos e momentos fletores no trilho	136
Figura 3.16 – Deflexão do pavimento para carga pontual.....	140
Figura 3.17 – Deflexão no pavimento por carregamento uniformemente distribuído .	140
Figura 3.18 – Deflexão na via por múltiplos carregamentos.....	140
Figura 3.19 – Modelo de coeficientes de rigidez de apoio	142
Figura 3.20 – Exemplo de distribuição das tensões na superestrutura ferroviária	144
Figura 3.21 – Bulbos de tensões sob os dormentes	144
Figura 3.22 – Porcentagem da carga de uma roda em uma sequência de 6 dormentes	145
Figura 3.23 – Estimativa da percentagem máxima de carga transferida para o dormente conforme espaçamento, tipo de dormente e módulo de via	146

Figura 3.24 – Solicitação de flexão no dormente. (a) gráfico de carga; (b) diagrama dos momentos	147
Figura 3.25 – Tipos de deformações nos dormentes	148
Figura 3.26 – Linhas de deformação em dormentes de diferentes comprimentos	149
Figura 3.27 – Padrão de carregamento do dormente no lastro	149
Figura 3.28 – Distância horizontal da extremidade do dormente ao meio do trilho	150
Figura 3.29 – Exemplos de dormentes de concreto com USP.....	152
Figura 3.30 – Bulbos de tensões verticais para dormente isolado.....	154
Figura 3.31 – Distribuição de tensões normais no lastro ao longo da profundidade para uma superposição de efeitos de 3 dormentes e diferentes distâncias longitudinais	155
Figura 3.32 – Bulbos de tensões verticais com 3 dormentes espaçados em 46 cm.....	156
Figura 3.33 – Bulbos de tensões verticais com 3 dormentes espaçados em 53 cm.....	156
Figura 3.34 – Bulbos de tensões verticais com 3 dormentes espaçados em 61 cm.....	157
Figura 3.35 – Esquema do problema de NEWMARK (1942)	159
Figura 3.36 – Comparativo entre todas soluções apresentadas para estimativa de tensões no lastro	159
Figura 3.37 - Comparativo entre todas soluções apresentadas para estimativa de tensões no lastro, exceto Boussinesq.....	160
Figura 3.38 – Tensões verticais desenvolvidos no lastro	161
Figura 3.39 – Comparativo de soluções teóricas	161
Figura 3.40 - Comparativo de soluções empíricas	161
Figura 3.41 – Tensões horizontais obtidas em caixa de lastro	162
Figura 3.42 – Tensões admissíveis no subleito para diferentes valores do módulo de elasticidade e número de ciclos de carga utilizando a equação de HEUKELOM e KLOMP, 1962	163
Figura 3.43 – Tensão vertical no subleito para diferentes tipos de material (S_1 a rock) e dormentes em função da espessura da camada de lastro mais sublastro (e).....	164
Figura 3.44 – Sistema estratificado de camadas elásticas	165
Figura 3.45 – Fatores de influência para estimativa da deflexão no topo do lastro	169
Figura 3.46 – Comparação de deflexões do pavimento ferroviário para diferentes formulações	170
Figura 3.47 – Deflexões no trilho em função da variação do módulo de via.....	170
Figura 3.48 – Distribuição de tensões para o dormente de aço: 1 ciclo de carga (a); 500 mil ciclos de carga (b).	171
Figura 3.49 – Distribuição de tensões para dormente de madeira: 1 ciclo de carga (a); 500 mil ciclos de carga (b). Concreto: 1 ciclo de carga (c); 500 mil ciclos de carga (d)	172
Figura 3.50 – Deslocamento vertical em mm para diferentes ciclos de carga no dormente de concreto protendido.	173
Figura 3.51 – Deslocamento vertical em mm para diferentes ciclos de carga no dormente de aço.....	173
Figura 3.52 – Deslocamento vertical em mm para diferentes ciclos de carga no dormente de madeira	174
Figura 3.53 – Força versus deslocamento vertical para diferentes tipos de dormentes	175
Figura 3.54 - Força versus módulo de via para diferentes tipos de dormentes	175
Figura 3.55 – Categorias de comportamento Shakedown	179
Figura 3.56 – Deformação permanente axial no lastro para diferentes combinados de tensões	179
Figura 3.57 – Previsões do modelo analítico de INDRARATNA et al. (2011) comparado com ensaios triaxiais e simulações em MEF com Drucker-Prager	185

Figura 3.58 – Deformação permanente percentual no lastro em função da repetição de ciclos de carga	187
Figura 3.59 – Deformação axial permanente para diferentes tensões de desvio	187
Figura 3.60 – Comparativo de deflexões considerando apenas modelo elástico e considerando o modelo de GUIMARÃES (2009).....	188
Figura 4.1 – Utilização de molas como alternativa para a simulação do sistema de fixação	191
Figura 4.2 – Exemplo de modelagem do pavimento ferroviário	191
Figura 4.3 - Malha em elementos finitos do programa Ferrovia 3.0, vista em planta..	195
Figura 4.4 – Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de via	196
Figura 4.5 – Visão geral do VALETrack 1.3	197
Figura 4.6 – Exemplo da tela do Abaqus/CAE	201
Figura 5.1 – Pavimento tipo em 3D simulado em MEF	205
Figura 5.2 – Tração máxima no trilho com a variação do espaçamento entre dormentes	207
Figura 5.3 – Tração máxima no dormente, sentido longitudinal ao elemento, parte inferior sob apoio do trilho	208
Figura 5.4 – Deslocamento vertical no topo do trilho para variações no espaçamento entre dormentes	208
Figura 5.5 – Tensão normal no topo das camadas de lastro, sublastro e subleito (kPa)	208
Figura 5.6 – Configuração padrão do sistema de fixação do programa KENTRACK	210
Figura 5.7 – Fixação pandrol e-Clip simulada: (a) dormente de madeira; (b) dormente de concreto	212
Figura 5.8 – Exemplo de simulação, achatamento da palmilha amortecedora aumentado 100x	214
Figura 5.9 – Deslocamento vertical para cima do trilho (tracionado) em relação ao dormente: (a) vista frontal dos pontos nodais; (b) vista lateral dos pontos nodais sem placa de apoio	215
Figura 5.10 – Resultados da simulação no FERROVIA 3.0	216
Figura 5.11 – Resultados da simulação utilizando o software Ftool 3.0	218
Figura 5.12 – Estrutura tridimensional de um pavimento apresentado em um estado plano de deformações	220
Figura 5.13 – Vista longitudinal do pavimento ferroviário, aspecto de contato dos trilhos e dormentes no lastro.....	221
Figura 5.14 – Opção para alteração do comprimento do elemento no software ABAQUS	222
Figura 5.15 – Esquema de distribuição de carregamentos em dormentes	223
Figura 5.16 – Simulação: (a) 1 com 220 elementos; (b) 2 com 293 elementos	225
Figura 5.17 – Simulação: (a) 3 com 370 elementos; (b) 4 com 699 elementos	225
Figura 5.18 – Simulação: (a) 5 com 2.479 elementos; (b) 6 com 2.947 elementos	226
Figura 5.19 – Simulação: (a) 7 com 3.950 elementos; (b) 8 com 5.048 elementos	226
Figura 5.20 – Simulação: (a) 9 com 5.117 elementos; (b) 10 com 11.116 elementos	226
Figura 5.21 – Simulação: (a) 11 com 15.692 elementos; (b) 12 com 26.160 elementos	227
Figura 5.22 – Simulação: (a) 13 com 31.980 elementos; (b) 14 com 39.882 elementos	227
Figura 5.23 – Simulação: (a) 15 com 35.936 elementos; (b) 16 com 64.894 elementos	227

Figura 5.24 – Resultados de deflexão e tração no dormente do estudo de convergência	228
Figura 5.25 – Resultados de compressão no dormente e no lastro do estudo de convergência.....	228
Figura 5.26 – Resultados de compressão no sublastro e no subleito do estudo de convergência.....	228
Figura 5.27 – Demonstração da janela do programa Abaqus/CAE onde o arquivo com o código fonte da subrotina UMAT deve ser informado.....	234
Figura 5.28 – Deflexões comparando os carregamentos de roda aplicados.....	251
Figura 5.29 – Deflexão vs módulo de via, comparando os trilhos simulados.....	251
Figura 5.30 – Deflexões comparando os tipos de dormentes	251
Figura 5.31 – Deflexões comparando bitolas	252
Figura 5.32 – Deflexões comparando espessuras de lastro	252
Figura 5.33 – Deflexões comparando o MR do lastro.....	252
Figura 5.34 – Deflexões comparando a espessura do sublastro	253
Figura 5.35 – Deflexões comparando o MR do sublastro	253
Figura 5.36 – Deflexões comparando o MR do subleito.....	253
Figura 5.37 – Gráfico para a determinação do parâmetro P1 da equação (5.25), carregamento por eixo	254
Figura 5.38 – Gráfico para a determinação do parâmetro P2 da equação (5.25), trilho.....	254
Figura 5.39 – Gráfico para a determinação do parâmetro P3 da equação (5.25), dormente	255
Figura 5.40 – Gráfico para a determinação do parâmetro P4 da equação (5.25), bitola	255
Figura 5.41 – Gráfico para a determinação do parâmetro P5 da equação (5.25), lastro com espessura de 30 cm	255
Figura 5.42 – Gráfico para a determinação do parâmetro P6 da equação (5.25), sublastro com espessura de 20 cm	256
Figura 5.43 – Gráfico para a determinação do parâmetro P7 da equação (5.25), subleito	256
Figura 5.44 – Tensões normais ao eixo vertical (Y) em uma mesma profundidade do subleito em uma área de 98 cm ²	266
Figura 5.45 – Deflexões medidas em campo por COSTA (2016) vs deflexões estimadas	268
Figura 5.46 – Deflexões medidas em campo por FERNANDES (2005) vs deflexões estimadas	268
Figura 5.47 – Deflexões medidas em campo por SPADA (2003) vs deflexões estimadas	269

Lista de tabelas

Tabela 1.1 – Extensão aproximada da rede ferroviária no mundo entre 1840 e 2017 (km.10 ³)	4
Tabela 1.2 - Comparação entre os modos ferroviário e rodoviário quanto ao consumo de combustível por tonelada transportada	6
Tabela 2.1 – Faixas granulométricas para o sublastro segundo especificação brasileira	29
Tabela 2.2 – Faixa granulométrica do sublastro recomendado pela Public Transport Victoria (1997), Austrália.....	30
Tabela 2.3 – Principais fatores que influenciam o comportamento do lastro.....	33
Tabela 2.4 – Características físicas do lastro conforme normativos estrangeiros	33
Tabela 2.5 – Características físicas do lastro conforme normativos brasileiros.....	34
Tabela 2.6 – Exemplos de rochas utilizadas para lastro ferroviário.....	37
Tabela 2.7 – Faixa granulométrica para lastro conforme ABNT e VALEC	38
Tabela 2.8 – Faixas granulométricas para o lastro, norma australiana AS2758.7.....	39
Tabela 2.9 – Faixas granulométricas para o lastro, norma Norte Americana AREMA .	40
Tabela 2.10 – Faixas granulométricas para o lastro nas ferrovias francesas	40
Tabela 2.11 – Faixa granulométrica para o lastro recomendada por INDRARATNA et al. (2011)	41
Tabela 2.12 – Diferentes níveis de degradação do lastro conforme o FI	52
Tabela 2.13 – Diferentes níveis de degradação do lastro conforme a Rbf.....	52
Tabela 2.14 – Valores propostos por SADEGHI (1997) para k1 e k2 no modelo MR = k1 θ k2 (MPa)	56
Tabela 2.15 – Principais espécies de madeira utilizadas para dormentes (nome popular)	65
Tabela 2.16 – Propriedades físicas recomendadas para os dormentes de madeira.....	66
Tabela 2.17 – Dimensões recomendadas para dormentes de madeira no Brasil	66
Tabela 2.18 - Limites dimensionais e tolerâncias para dormentes bi-bloco de concreto	69
Tabela 2.19 – Limites e tolerâncias para dormentes monoblocos de concreto	70
Tabela 2.20 – Características dos principais trilhos empregados no Brasil	79
Tabela 2.21 – Características mecânicas dos materiais geotécnicos do pavimento ferroviário em território europeu, solo não tropical	105
Tabela 2.22 – Propriedades de materiais granulares e solos de subleitos dos EUA.....	106
Tabela 2.23 – Características mecânicas dos materiais geotécnicos do pavimento ferroviário em território australiano	106
Tabela 2.24 – Características mecânicas dos materiais da superestrutura ferroviária..	106
Tabela 3.1 – Velocidades médias dos trens da concessionária Valor da Logística Integrada (VLI) no ano de 2015 para diferentes seções de bloqueio	113
Tabela 3.2 – Coeficientes para cálculo do fator de incremento dinâmico.....	115
Tabela 3.3 – Período e frequência de carga sobre o dormente no pavimento ferroviário	117
Tabela 3.4 – Cálculo dos momentos fletores atuantes no trilho para uma locomotiva a vapor utilizando o método de SCHRAMM (1977) para um grupo de cargas	133
Tabela 3.5 – Variação do módulo de via para variação do carregamento vertical conforme o tipo de dormente	139
Tabela 3.6 – Significado físico e relação entre os parâmetros de rigidez vertical da via permanente ferroviária.....	143
Tabela 3.7 – Resultados da pesquisa de MARQUES (2012) para dormentes com USP	153
Tabela 3.8 – Coeficientes de reação dos componentes do pavimento ferroviário (ρ)..	167

Tabela 3.9 – Valores dos parâmetros A e B obtidos por SVENSON (1980).....	181
Tabela 3.10 – Parâmetros do modelo de GUIMARÃES (2009) para previsão da deformação permanente de alguns materiais e solos.....	182
Tabela 3.11 – Parâmetros A e B do modelo de LACKENBY et al. (2007) para a estimativa da deformação permanente do conjunto lastro-sublastro	182
Tabela 3.12 – Valores propostos por SADEGHI (1997) para k_1 , k_2 e k_3 , aplicáveis no modelo da equação (3.99).....	186
Tabela 4.1 – Parâmetros de entrada e saída do GEOTRACK.....	193
Tabela 4.2 – Comparação entre os processadores Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit	200
Tabela 5.1 - Esquema de simulações para determinação de k_f no ABAQUS.....	212
Tabela 5.2 - Características dos componentes das fixações simuladas	213
Tabela 5.3 - Resultados das simulações no ABAQUS para determinação de k_f	214
Tabela 5.4 – Resultado da determinação da rigidez da palmilha amortecedora para dormentes de concreto	216
Tabela 5.5 – Resultados da simulação no FERROVIA 3.0.....	216
Tabela 5.6 – Resultados da simulação utilizando Ftool 3.0	217
Tabela 5.7 – Quantidade de referência de elementos finitos para a simulação do pavimento ferroviário conforme estudo de convergência no modelo em 2D.....	229
Tabela 5.8 – Terceiro teste do acoplamento do modelo de GUIMARÃES (2009).....	235
Tabela 5.9 – Comparativo entre resultado de ensaios triaxiais reais e simulações, MR = 575,5 MPa; N = 100.000; Laterita Acre	236
Tabela 5.10 – Comparativo entre resultado de ensaios triaxiais reais e simulações, MR = 235 MPa; N = 50.000, Areia argilosa do ES	237
Tabela 5.11 – Comparativo entre resultado de ensaios triaxiais reais e simulações, MR = 320 MPa para CPs 1,2,3,5,7 e 9; MR = 242 MPa para CPs 4 e 8; MR = 410 MPa para CP 6; N = 50.000, Brita graduada de Chapecó	237
Tabela 5.12 – Resumo estatístico das simulações realizadas e das equações formuladas	244
Tabela 5.13 – Variação média do módulo de via encontrado nas simulações desta tese conforme condição modelada.....	245
Tabela 5.14 – Variação média da deflexão conforme condição modelada	246
Tabela 5.15 – Variação da deflexão conforme condição simulada (resultados agrupados por níveis de deflexão)	249
Tabela 5.16 – Comparações entre as deflexões medidas em campo por COSTA (2016) e as estimadas pelas equações (5.17) e (5.24) propostas.....	259
Tabela 5.17 – Características dos sublastros dos trechos experimentais analisados por FERNANDES (2005).....	260
Tabela 5.18 – Comparações entre deflexões medidas em campo por FERNANDES (2005) e as estimadas pelas equações (5.17) e (5.24) propostas	260
Tabela 5.19 – Propriedades dos pavimentos analisados por SPADA (2003).....	263
Tabela 5.20 – Comparações entre deflexões medidas em campo por SPADA (2003) e as estimadas pela equação (5.17) proposta	264

Lista de símbolos

t	Altura do dormente
h_0	Altura inicial de referência do corpo de prova
ϕ'_p	Ângulo de atrito externo aparente efetivo
ϕ_p	Ângulo de atrito externo aparente
ϕ, ϕ_i	Ângulo de atrito interno
ϕ'_i	Ângulo de atrito interno efetivo
ψ	Ângulo de dilatação
α	Ângulo sob o qual se processa a distribuição das pressões
A	Área da seção transversal
A_t	Área da seção transversal do trilho
F_1	Área de apoio do dormente no lastro, correspondente a um trilho
A_{rt}	Área de contato entre a roda e trilho
A_0	Área inicial do corpo de prova
B	Bitola; Bitola mais um boleto
P_d	Carga dinâmica por roda
P_{max}	Carga máxima em um apoio de trilho
$q(x)$	Carga ou reação vertical distribuída
Q	Carregamento concentrado qualquer sobre o trilho
Δt	Coeficiente de dilatação térmica do aço do trilho
α	Coeficiente de dilatação térmica; Coeficiente de majoração a ser aplicados nos carregamentos estáticos calculados em virtude dos esforços dinâmicos; Constante de proporcionalidade do critério de Drucker-Prager
ν_l	Coeficiente de Poisson do lastro
ν_s	Coeficiente de Poisson do subleito
ν	Coeficiente de Poisson, considerando o material isotrópico e homogêneo
ρ_n	Coeficiente de reação da camada n
D	Coeficiente de reação do dormente
k_{eq}	Coeficiente de rigidez de apoio equivalente
C_c	Coeficiente de uniformidade
C	Coeficiente de deflexão de apoio
c	Coesão; Fator que depende das condições da via permanente
$\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}$	Componentes normais das tensões aos planos 1, 2 e 3, respectivamente
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Componentes normais das tensões aos planos principais X, Y e Z, se o próprio eixo coordenado (1) do ponto em análise for escolhido como eixo principal do sistema tridimensional de referência (X), $\sigma_{11} = \sigma_x$ e assim respectivamente
L'	Comprimento efetivo de apoio do dormente no lastro
a, b, c, d, e, f, g	Constantes a serem determinadas do sistema de matrizes na metodologia apresentada

c_1, c_2, c_3	Constantes experimentais do material
$d_{\text{máx}}$	Deflexão elástica máxima
def_n	Deflexão encontrada no topo do trilho na posição sob carga em cada simulação realizada, para a “n” pavimento simulado
d_f	Deflexão medida
y	Deflexão unitária no dormente, medida na região de socaria
ε	Deformação
ε^e	Deformação elástica
ε_r	Deformação elástica ou resiliente
ε_n	Deformação no lastro a N número de ciclos de carga
ε_p	Deformação permanente
$\varepsilon_{p(i)}$	Deformação permanente na camada i
ε_a	Deformação vertical
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Deformações nas direções dos eixos coordenados 1, 2 e 3, respectivamente.
δ_{ij}	Delta de Kronecker, $\delta_{ij} = 1$ para $i = j$, $\delta_{ij} = 0$ se $i \neq j$
ΔH	Deslocamento vertical do corpo de prova
Δ_h	Deslocamento vertical elástico máximo
z_1, z_2	Deslocamentos verticais
D_R	Diâmetro da roda
a	Distância entre eixo dos dormentes no sentido longitudinal da via (espaçamento entre dormentes)
s	Distância entre os eixos dos trilhos (s minúsculo)
u	Distância horizontal da extremidade do dormente ao meio do trilho
x_1	Distância onde o momento fletor é nulo
U_0	Energia de deformação
L	Espessura da camada de lastro na metodologia apresentada; Comprimento do elemento finito de viga; Comprimento total do dormente; Vão efetivo entre dormentes a ser considerado no cálculo
SL	Espessura da camada de sublastro na metodologia apresentada
h_i	Espessura da camada i
h_l, h	Espessura do lastro
SU	Espessura do subleito na metodologia apresentada
h_{min}	Espessura mínima do lastro
e	Fator da confiabilidade do elemento que se deseja projetar
I_0	Fator de influência
F	Fator variável; Força necessária em cada trilho para produzir uma deflexão unitária no dormente
P	Força aplicada
P_{roda}	Força atuante da roda sobre o trilho
S	Força atuante no dormente com determinada % em relação à total
V_1, V_2	Forças cortantes
FI	Fouling Index (Índice de degradação)

$y(x)$	Função da deflexão do trilho na posição x
$p(x)$	Função da pressão de contato entre o apoio e a base na posição x
b_d	Largura da base do dormente
b_T	Largura da base do trilho (patim)
d	Largura da superfície de apoio do trilho no dormente, igual a largura da placa de apoio ou do patim do trilho na falta da placa; Diâmetro da partícula; Distância entre carregamentos adjacentes
b	Largura do apoio; Largura do dormente
γ_m	Massa específica aparente da camada não saturada
γ_s	Massa específica aparente da camada saturada
G_{sb}	Massa específica do lastro (M_b)
G_{sf}	Massa específica do material degradado (M_f)
M_f	Massa seca das partículas degradadas do lastro, passando na peneira com abertura de 9,5 mm
M_b	Massa seca das partículas do lastro, retidas na peneira com abertura de 9,5 mm
R_{max}	Máxima força que atua na base do trilho sobre o dormente
ξ	Módulo de compressão
ξ_1	Módulo de compressão do lastro
E_v	Módulo de elasticidade da viga de Winkler
E_D	Módulo de elasticidade do dormente
E_t	Módulo de elasticidade do trilho
K	Constante de TALBOT
E	Módulo de elasticidade, considerando o material isotrópico e homogêneo
MR	Módulo de resiliência
E_l	Módulo de resiliência do lastro
ML	Módulo de resiliência do lastro na metodologia apresentada
E_{sl}	Módulo de resiliência do sublastro
E_a	Módulo de resiliência do sublastro de concreto asfáltico
MSL	Módulo de resiliência do sublastro na metodologia apresentada
E_s	Módulo de resiliência do subleito
MSU	Módulo de resiliência do subleito na metodologia apresentada
W_p	Módulo de resistência do eixo neutro à base do patim do trilho
W_b	Módulo de resistência do eixo neutro ao topo do boleto do trilho
W_a	Módulo de resistência do trilho desgastado
U	Módulo de via
W	Módulo resistente do trilho novo
J	Momento de inércia à torção
I_v	Momento de inércia da viga de Winkler
I_D	Momento de inércia do dormente
I_y	Momento de inércia do trilho deitado, em relação ao eixo y , horizontal, importante para determinação da flambagem

I_x, I_t	Momento de inércia do trilho na posição de assentamento, em relação ao eixo x, vertical
M	Momento fletor atuante
$M_{m\acute{a}x}$	Momento fletor máximo no trilho
M_c	Momento negativo no centro do dormente
M_r	Momento positivo no dormente, na base de apoio do trilho
N_b	Número de aplicações de carga no lastro
N_s	Número de aplicações de carga no subleito
N	Número de ciclos de carga ; Força normal
N_{SD}	Número de ciclos de carga <i>shakedown</i> correspondente antes do colapso
N_a	Número de eixos por milhões de toneladas transportadas
γ	Parâmetro adimensional do apoio discreto elástico
$d\lambda$	Parâmetro de fluxo
k_1, k_2, k_3, k_4	Parâmetros de modelos resilientes
a, b, c, d, m	Parâmetros experimentais
$\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$	Parâmetros experimentais do modelo de GUIMARÃES (2009)
f_1	Parte livre de tensões de compressão no centro do dormente
P_s	Peso do eixo
π	PI, 3.14159265359
P_{200}	Porcentagem de partículas do lastro passando na peneira de nº 200 (0,075 mm)
P_4	Porcentagem de partículas do lastro passando na peneira de nº 4 (4,75 mm)
n	Porosidade inicial da amostra
P_h	Pressão à profundidade h
P_a	Pressão atmosférica
I_1, I_2, I_3	Primeiro, segundo e terceiro invariante das tensões
J_1, J_2, J_3	Primeiro, segundo e terceiro invariante das tensões de desvio
R_r	Raio da roda
r_b	Raio de arredondamento do boleto do trilho
r	Raio de círculo da área efetiva de apoio do dormente no lastro, sob um trilho, equação de LOVE; Distância horizontal entre a aplicação de carga e o ponto analisado, equação de BOUSSINESQ; Relação da parte livre com a distância entre os eixos do trilho
R_f	Razão entre a resistência medida e a teórica do material; Raio da roda na concavidade do friso
R_{bf}	Razão relativa de degradação do lastro
R	Reação vertical do trilho sob carregamento; Raio do prato de carga
ρ_{total}	Recalque total do pavimento ferroviário
ρ	Recalque; Massa nominal do trilho por metro
R_C	Resistência à compressão
R_T	Resistência à tração

f_{ck}	Resistência característica à compressão
σ_s	Resistência estática do solo
EI_v	Rigidez da viga (em alguns casos podendo ser considerado como o trilho)
S_{apoio}	Superfície de apoio do dormente no lastro
d_{15}, d_{85}, d_{50}	Tamanho das partículas base, das quais no ensaio de granulometria passam em peso 15 %, 85 % e 50 % do total, respectivamente
$D_{10}, D_{15}, D_{50}, D_{60}$	Tamanho dos grãos, dos quais no ensaio de granulometria passam em peso 10 %, 15 %, 50 % e 60 % do total, respectivamente
σ_{adm}	Tensão admissível
q	Tensão cisalhante
σ_3	Tensão confinante
σ_{conf}	Tensão confinante
σ_{cs}	Tensão de compressão no topo do subleito
σ_{rt}	Tensão de contato roda-trilho
σ_y	Tensão de escoamento do aço
σ_e, σ_y	Tensão de escoamento do material
σ_{ref}	Tensão de referência, considerada igual a pressão atmosférica (0,1 MPa)
σ_t	Tensão de tração
ε_t	Tensão de tração horizontal na base do SCA; Deformação total
σ_d	Tensão desvio
p	Tensão efetiva média
σ_{oct}	Tensão hidrostática ou tensão normal ao plano octaédrico
σ_c	Tensão máxima de compressão ou de confinamento
P_o	Tensão sob o dormente e na superfície do lastro
τ	Tensão tangencial ou cisalhante
σ_a, σ_1	Tensão vertical axial
σ_{V0}	Tensão vertical total inicial
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Tensões principais de desvio ou tensões efetivas, convencionalmente $\sigma'_1 > \sigma'_2 > \sigma'_3$
$[e_{ij}]$	Tensor das deformações
$[\varepsilon_{ij}]$	Tensor de deformação (simétrico)
ε_{ij}^t	Tensor de deformação total em um material sujeito a um estado de tensões
ε_{ij}^e	Tensor de deformações elásticas
ε_{ij}^p	Tensor de deformações plásticas
$\delta[\varepsilon]$	Variação das deformações internas
V	Velocidade; Força cortante
$\{\sigma\}$	Vetor das tensões internas atuantes

Lista de siglas

2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
AASHO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	Estado brasileiro do Acre
ALL	América Latina Logística, empresa que atualmente alterou seu nome para RUMO
AMV	Aparelho de mudança de via
AREMA	American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association
ASTM	American Society for Testing and Materials
BA	Estado brasileiro da Bahia
BNDES	Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social
CBR	California bearing ratio (ISC)
CBTU	Companhia Brasileira de Trens Urbanos
CD	Ensaio triaxial adensado drenado
CE	Estado brasileiro do Ceará
CFN	Conselho Ferroviário Nacional
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia
CU	Ensaio triaxial adensado não drenado
CVRD	Companhia Vale do Rio Doce
DCP	Dynamic Cone Penetrometer (Penetrômetro de cone dinâmico)
DER/MG	Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais, que atualmente Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais que alterou seu nome para Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais (DEER/MG) em 27 de julho de 2016 pela lei estadual 22.257
DF	Estado brasileiro do Distrito Federal
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atualmente Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT)
EAPA	European Asphalt Pavement Association (Associação Europeia de Pavimentos Asfálticos)
EFC	Estrada de Ferro Carajás
EFVM	Estrada de Ferro Vitória Minas
ES	Estado brasileiro do Espírito Santo
EUA	Estados Unidos da América
EVTA	Estudo de viabilidade técnica e ambiental
FCA	Ferrovias Centro Atlântica
FIOL	Ferrovias de Integração Oeste-Leste
FNS	Ferrovias Norte-Sul
GC	Grau de compactação
GO	Estado brasileiro de Goiás
HRB	Highway Research Board (Conselho de pesquisas rodoviárias)

IME	Instituto Militar de Engenharia
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
ISC	Índice de suporte Califórnia (CBR)
LA	Areia laterítica quartzosa na classificação MCT
LA'	Solo arenoso laterítico na classificação MCT
LG'	Solo argiloso laterítico na classificação MCT
LVA	Latossolo Vermelho-Amarelo
LVDT	Linear Variable Differential Transformer (Transformador Diferencial Variável Linear)
LWD	Light Weight Deflectometer (Deflectômetro de peso leve)
MA	Estado brasileiro do Maranhão
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MEF	Método dos elementos finitos
MG	Estado brasileiro de Minas Gerais
MS	Estado brasileiro de Mato Grosso do Sul
MS-DOS	Microsoft Disk Operating System (Sistema operacional de disco Microsoft)
MT	Estado brasileiro de Mato Grosso
MTU	Milhões de toneladas útil transportadas
NA	Areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico. Classificação MCT
NA'	Misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solos arenosos), classificação MCT
NG'	Solo argiloso não laterítico na classificação MCT
ORE	Office de Recherches et d'Essais (Escritório de Pesquisa e Testes)
PA	Estado brasileiro do Pará
PE	Estado brasileiro de Pernambuco
PI	Estado brasileiro do Piauí
PIL	Programa de Investimentos em Logística
PR	Estado brasileiro do Paraná
PVB	Podzólico Vermelho-Amarelo Micáceo
RFFSA	Rede Ferroviária Federal
RJ	Estado brasileiro do Rio de Janeiro
RO	Estado brasileiro de Rondônia
SC	Estado brasileiro de Santa Catarina
SCA	Sublastro de concreto asfáltico
SG	Sublastro granular
SNCF	Société National du Chemins de Fer (Sociedade Nacional das Estradas de Ferro)
SP	Estado brasileiro de São Paulo; Saprolítico de Gnaisse
TLS	Trilho longo soldado
TO	Estado brasileiro do Tocantins
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UIC	International Union of Railways (União Internacional das Ferrovias)

UMAT	User subroutine to define a material's mechanical behavior (Subrotina do usuário para definição do comportamento mecânico de um material)
USP	Undersleeper pads (palmilhas sob os dormentes)
UU	Ensaio triaxial não adensado e não drenado
VALEC	Empresa pública vinculada ao Ministério dos Transportes cujo nome completo é VALEC – Engenharia, Construções e Ferrovias S. A.
VLT	Veículo leve sobre trilhos

1 Introdução

1.1 Um breve histórico das ferrovias no Brasil

Considerando o surgimento das primeiras locomotivas a vapor em 1804 na Inglaterra como o marco inicial das ferrovias de carga no mundo, a primeira ferrovia brasileira foi inaugurada somente 50 anos depois, em 30 de abril 1854, pelo Barão de Mauá, no Rio de Janeiro/RJ, com 14,5 km. Na época o principal produto transportado era o café, exportado através dos portos dos estados do Rio de Janeiro e São Paulo. Da mesma maneira, as ferrovias subsequentes tinham como principal objetivo escoar a produção de café do interior para os portos e mais tarde também o minério, oriundo do estado de Minas Gerais (SILVEIRA, 2007).

No Brasil, ainda conforme SILVEIRA (2007), o histórico da modalidade ferroviária pode ser dividido em três fases:

- a) a primeira, entre 1854 e 1930, com forte expansão da malha, chegando a 32.967 km;
- b) a segunda, entre 1930 e 1995, com acréscimo de 5.342 km e decréscimo de aproximadamente 8.518 km (início do declínio);
- c) e a terceira a partir de 1995, com o início das concessões ferroviárias, extinção da Rede Ferroviária Federal (RFFSA), priorização das linhas principais e abandono de algumas linhas secundárias e ramais.

O auge das ferrovias no Brasil se deu pela criação da Rede Ferroviária Federal (RFFSA) em 1957 e seu declínio foi ocasionado pela falta de investimentos por parte dos governos, tanto estaduais quanto federal, que implementaram o rodoviarismo no país, distorcendo a matriz de transportes nacional.

Em dezembro de 1999 foi iniciado o processo de liquidação da RFFSA, que foi extinta em janeiro de 2007. A Figura 1.1 apresenta o histórico da malha ferroviária brasileira até 1995. Entre os anos de 1995 e 2017 poucas linhas férreas para cargas pesadas foram construídas no Brasil, com ênfase para o trecho da Ferrovia Norte-Sul entre Palmas/TO e Anápolis/GO com 860 km, inaugurado em maio de 2014, sendo que até

final de 2016 apenas alguns trens haviam utilizado a ferrovia, que tem previsão de concessão para o 2º semestre de 2017¹.

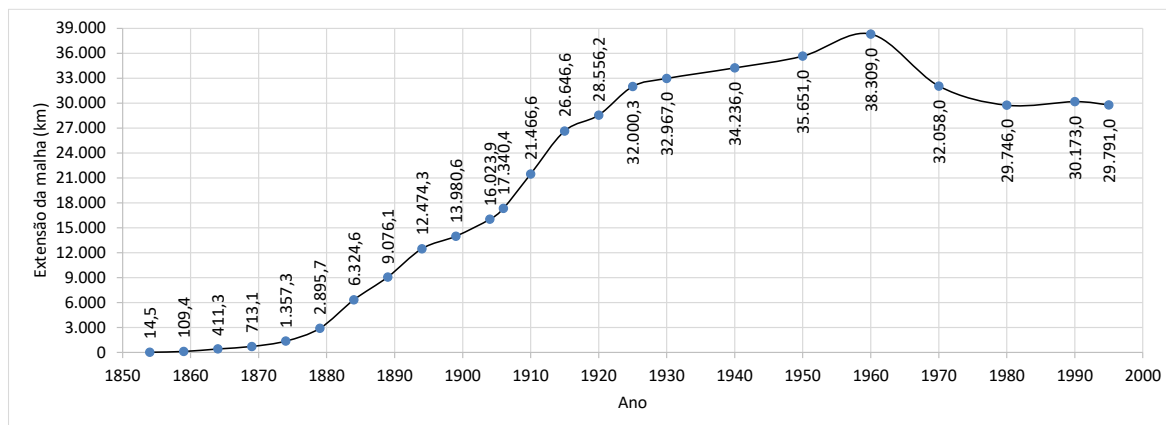


Figura 1.1 – Evolução da malha ferroviária brasileira para o transporte de carga pesada até o ano de 1995

Fonte: adaptado de SILVEIRA, 2007

Conforme levantamento realizado por MEDINA e MOTTA (2015), na década de 1960 o Brasil possuía em torno de 37.000 km de via férreas. Até 2014, o número caiu para aproximadamente 29.800 km de vias, sendo aproximadamente 10.000 km construídas ainda no século XIX. Até meados de 2017 o Brasil era o décimo primeiro país no ranking mundial em extensão de linhas, perdendo inclusive para a sua vizinha Argentina, que possuía em torno de 33.000 km em uma área territorial aproximadamente 3 vezes menor.

Entre 2016 e 2017 contabiliza-se 14.502 km de ferrovias de carga em construção ou planejamento, divididos da seguinte maneira²:

- a) sob responsabilidade da Transnordestina Logística S.A:
 - a. Ferrovia Transnordestina, com aproximadamente 1.753 km, passando por 29 municípios do Ceará, 19 do Piauí e 35 de Pernambuco, ligando Eliseu Martins/PI aos portos de Pecém/CE e Suape/PE.
- b) sob responsabilidade da VALEC – Engenharia, Construções e Ferrovias S.A:
 - a. estudo de viabilidade técnica e ambiental (EVTA) entre Porto Franco/MA e Eliseu Martins/PI, ligando a Transnordestina à Ferrovia Norte-Sul (FNS) com 620 km;

¹Disponível em <http://g1.globo.com/economia/noticia/2016/09/governo-temer-anuncia-concessao-ou-venda-de-25-projetos-de-infraestrutura.html>. Acesso em 07 de janeiro de 2017.

² Disponível em <http://www.valec.gov.br/>. Acesso em 18 de março de 2017. Alguns dados também obtidos internamente na VALEC.

- b. Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL), de Ilhéus/BA a Figueirópolis/BA, totalizando aproximadamente 1.526 km, sendo 1.022 km em construção: de Ilhéus/BA a Caetité/BA com 537 km e de Caetité/BA a Barreiras/BA com 485 km. Com EVTA concluído o trecho de 505 km entre Barreiras/BA e Figueirópolis/BA;
 - c. Ferrovia Norte-Sul, sendo 682 km entre Ouro Verde/GO e Estrela d'Oeste/SP em construção. Com o EVTA concluído, 264 km entre Estrela d'Oeste/SP e Panorama/SP, 477 km entre Barcarena/PA e Açailândia/MA. Em estudo mais 1.785 km, interligando Panorama/SP - Chapecó/SC - Rio Grande/RS;
 - d. ramais com 212 km interligando Goiânia/GO, Anápolis/GO e Brasília/DF, e 203 km interligando Itumbiara/GO e Quirinópolis/GO;
 - e. Ferrovia do Pantanal com 734 km, interligando Panorama/SP - Maracaju/MS - Porto Murtinho/MS;
 - f. Ferrovia Transcontinental, com projeto básico concluído entre Campinorte/GO e Água Boa/MT com 383 km, e entre Água Boa/MT a Lucas do Rio Verde/MT com 518 km. Com EVTA concluído o segmento de 647 km entre Lucas do Rio Verde/MT e Vilhena/RO. Em estudo o trecho entre Vilhena/RO a Porto Velho/RO com 770 km, Porto Velho/RO a Cruzeiro do Sul/AC com 1.100 km e de Uruaçu/GO a Campo dos Goytacazes/RJ com 1.250 km;
 - g. em elaboração o EVTA do Corredor Ferroviário de Santa Catarina, com 862 km, interligando Itajaí/SC, Herval d'Oeste/SC, São Miguel do Oeste/SC e Dionísio Cerqueira/SC.
- c) sob responsabilidade da VALE:
- a. duplicação da Estrada de Ferro dos Carajás (EFC), com 570 km;
 - b. interligação da mina de Serra do Sul, entre Canaã dos Carajás (PA) e a EFC, com 101 km.
- d) sob responsabilidade da RUMO/ALL:
- a. duplicação da ferrovia que liga Itirapina (SP) ao porto de Santos, com 264 km.
- e) incluído no Programa de Investimentos em Logística (PIL) do governo federal:

- a. ferrovia entre o Rio de Janeiro (RJ) e Vila Velha (ES), com uma extensão prevista de 551 km, mas ainda sequer EVTA lícitado.

Comparado com outros países de grandes dimensões como Estados Unidos, Canadá, Rússia, China e Austrália ou desenvolvidos como Inglaterra, Alemanha e Japão, a modalidade metroferroviária (que engloba metrô e ferrovias de passageiros e cargas) brasileira sempre foi atrasada, com extensão inferior de malha e grande dependência de importação de tecnologias no âmbito ferroviário.

Para se ter uma ideia, a Tabela 1.1 apresenta o resumo do crescimento da malha ferroviária no mundo entre os anos de 1840 e 1910. No ano de 1900 os EUA já tinham uma malha ferroviária de aproximadamente 311 km, 10 vezes maior que a malha brasileira no ano 2000. Em 1910 a Austrália tinha praticamente a mesma malha que o Brasil no ano 2000. Menciona-se ainda outros países não listados na Tabela 1.1, como a Rússia com aproximadamente 128 mil km de vias férreas, a Índia com 65 mil km, o Canadá com 46 mil km, a Alemanha com 37 mil km e a Argentina com 36 mil km.

Tabela 1.1 – Extensão aproximada da rede ferroviária no mundo entre 1840 e 2017 (km.10³)

Décadas	Continentes				Países				
	Europa	América	Ásia	África	China	Inglaterra	EUA	Austrália	Brasil
1840	3	5	---	---	---	1,3	1,5	---	---
1850	24	15	---	---	---	10,6	14,5	---	---
1860	52	54	1,3	455	---	16,8	49	0,4	0,1
1870	105	93	8,2	1,8	---	25	85	1,8	0,7
1880	167	175	16	4,6	---	29	151	8	3
1890	224	331	34	9,4	---	32	208	19	9
1900	284	402	60	20	---	35	311	24	14
1910	334	625	102	37	---	---	---	31	21
2008	---	---	---	---	---	16	---	---	30
2012	---	---	---	---	---	---	---	38	---
2017	280	390	405	78	98	16	226	38	30

Fonte: adaptado³ de SILVEIRA, 2007

A distribuição geográfica das ferrovias brasileiras, atualizada até o ano de 2017, é apresentada na Figura 1.2. Verifica-se que na região centro-oeste, principalmente o estado do Mato Grosso, produtor de soja em larga escala, simplesmente não tem ferrovias para o escoamento da produção. Já o estado de Goiás está com a Extensão Sul da Ferrovia Norte-Sul (FNS) em construção desde o ano de 2011 e o tramo norte da FNS, de Anápolis/GO até Palmas/TO, apesar de pronto, sem transporte contínuo de cargas desde a sua inauguração em meados do ano de 2014.

³ Disponível em

https://pt.wikipedia.org/wiki/Lista_de_países_por_dimensão_da_malha_ferroviária. Acesso em 18 de março de 2017.



Figura 1.2 – Mapa das ferrovias brasileiras

Fonte: <<http://www.valec.gov.br/ferrovias>>. Acesso em 24/07/2017

Percebe-se a urgente necessidade de maiores investimentos nas ferrovias brasileiras e maior compromisso do governo com o setor. Mais importante do que apenas construir estradas de ferro é a necessidade da construção de ferrovias de alta qualidade, com respeito ao cronograma de obras, que verdadeiramente tenham durabilidade e baixo custo de manutenção, necessidades que esbarram na falta de profissionais qualificados.

1.2 A ferrovia como modalidade de transporte

As ferrovias são essenciais no sistema de transporte e na economia de um país com grandes extensões territoriais, como o Brasil, que transporta commodities como minérios, grãos, produtos siderúrgicos e efetua o transbordo de grandes volumes de carga em portos. O propósito de uma ferrovia é prover um transporte econômico, eficiente, seguro e estável. Logo, é importante entender as principais diferenças em relação a sua principal modalidade de transporte “concorrente”, as rodovias.

As rodovias têm a possibilidade do acesso de porta em porta, em regiões com relevos acidentados, seja em estradas asfaltadas, de concreto ou de terra. Já as ferrovias necessitam de uma superestrutura própria, uma declividade limite, sendo a camada final de rolamento composta de trilhos, que guiarão o trem. Esses aspectos confirmam um aspecto óbvio e vantajoso das rodovias: sua maior acessibilidade.

O relevo influencia no traçado da ferrovia principalmente em relação à restrição de rampa, que normalmente varia entre 1 e 2 %, com casos extremos de 4 % onde é necessário a utilização de sistemas de cremalheira ou de cabos de aço, enquanto que na rodovia encontra-se facilmente rampas de 8 %, com casos extremos de 12 %. Restrições de relevo resultam em grandes cortes e aterros, gerando maiores custos de desapropriação e aumento da extensão da estrada. Um exemplo prático é a estrada de ferro entre Araguari e Uberlândia no estado de Minas Gerais. Enquanto a ferrovia tem uma extensão de aproximadamente 46,6 km, a rodovia que interliga as mesmas cidades tem aproximadamente 37,2 km (20 % a menos), sendo que em alguns segmentos as duas estradas são paralelas, se cruzando duas vezes.

Pelo maior carregamento imposto, as obras de arte especiais ferroviárias tendem a ser maiores e mais caras que as rodoviárias. A grade ferroviária composta por trilhos, dormentes e o conjunto de fixação, além do custo relevante de construção também requer maior qualidade de manutenção em relação à camada asfáltica rodoviária. Isso porque pequenas variações geométricas na via férrea podem resultar em desastrosos descarrilamentos.

Então por que construir ferrovias? Ferrovias têm menor custo logístico para o transporte de grandes quantidades de produtos com baixo valor agregado a grandes distâncias, geralmente acima de 500 km, como o carvão, soja, milho, minério, etc, conforme indica KLINCEVICIUS (2011) na Tabela 1.2.

Tabela 1.2 - Comparação entre os modos ferroviário e rodoviário quanto ao consumo de combustível por tonelada transportada

	Litros de combustível para transportar 100 kN em 10 km	US\$/t.km
Ferrovias	0,681	0,3 a 1,0
Rodovias	2,18	4,0 a 5,0

Fonte: adaptado de KLINCEVICIUS, 2011

No Brasil transporta-se cargas predominantemente por rodovias, a distâncias que chegam a ultrapassar 2.000 km. Essa é uma prática de impacto negativo ambiental e econômico para o país, inclusive aumentando a tendência de acidentes, pois aumenta-se a quantidade de unidades transportadoras (caminhões) para um mesmo volume de carga.

Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), as ferrovias emitem 10 vezes menos gases poluentes do que as rodovias e também são 10 vezes mais eficientes no gasto de combustível. Vias férreas para o transporte de passageiros também são a chave para a redução dos congestionamentos nos grandes centros urbanos.

Outra grande vantagem das ferrovias é a quantidade de carga comum em apenas uma unidade transportadora, os vagões. Enquanto uma carreta convencional com cavalo 6x2 transporta em torno de 300 kN de carga líquida, um único vagão chega a transportar em torno de 1000 kN, dependendo da bitola da ferrovia. Trens chegam a ter mais de 200 vagões por composição no transporte de minério. Tal vantagem além de reduzir a quantidade de caminhões nas estradas, otimizada o transbordo de carga em portos.

Conforme MEDINA e MOTTA (2015), o peso líquido na ferrovia situa-se em torno de 80 % do total. Esse valor é reduzido para 33 a 67 % no caso rodoviário e 14 % em um avião a jato. Em regiões densamente povoadas, o transporte sobre trilhos como o metrô, trem de passageiros e o veículo leve sobre trilhos (VLT) também são excelentes soluções para o transporte de grandes populações.

Em conclusão, considera-se como ideal a utilização de todas as modalidades de transporte, aproveitando-se as vantagens de cada uma. No entanto, a modalidade metroferroviária é uma solução impar quando a necessidade é o transporte de grandes carregamentos a longas distâncias ou multidões em centros urbanos.

1.3 Considerações básicas de projeto e dimensionamento do pavimento

O projeto de uma ferrovia pode ser enquadrado como de infraestrutura, medianamente complexo, oneroso e no Brasil tradicionalmente com execução prolongada. A definição de pavimento do ponto de vista funcional, seja rodoviário ou ferroviário é bem apresentada por BERNUCCI *et al.* (2008):

“pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplanagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a proporcionar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.”

Essa definição mostra que qualquer que seja o pavimento, este deve ser dimensionado com economia, o que remete ao conhecimento dos materiais disponíveis, dos esforços atuantes e do comportamento da estrutura. Além disso, os materiais sofrem

influência do clima e dos carregamentos, portanto trata-se de uma estrutura complexa, com forte influência de variáveis regionais.

Tradicionalmente, na etapa de exploração do terreno, recomenda-se a realização de sondagens e a caracterização dos materiais a cada 200 m, seguindo o traçado preliminar, realizando também ensaios de compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC/CBR), limites de consistência, granulometria e se possível triaxiais e cisalhamento direto. O solo é então classificado como de primeira, segunda, terceira categoria ou mole, este último quase sempre removido e substituído até uma profundidade de 5 m (as vezes mais) por material pétreo (rachão). Regiões com solo mole a profundidades maiores que 5 m geralmente requerem obras especiais, consequentemente ensaios especiais.

Com o conhecimento dos materiais, solicitações, fatores ambientais e das técnicas construtivas disponíveis, o pavimento ferroviário pode então ser dimensionado. Recomenda-se o esquema da Figura 1.3, levando em conta que “dimensionar o pavimento não é só determinar as espessuras necessárias, é também adequar as características das diversas camadas” (MEDINA e MOTTA, 2015).



Figura 1.3 – Esquema de dimensionamento mecânico do pavimento ferroviário
Fonte: modificado de MOTTA, 1991

Os quatro itens primários: materiais, solicitações, fatores ambientais e técnicas construtivas devem ser conhecidos para o dimensionamento do pavimento ferroviário, cada um com sua respectiva confiabilidade. Tais itens são interligados de tal maneira que a mudança em um poderá influenciar o outro, como por exemplo os materiais, que, frente a diferentes solicitações ou mudanças climáticas mudam seu comportamento.

Dos materiais obtém-se as características relevantes ao dimensionamento, como o módulo de resiliência, a granulometria, resistências mecânicas, índices físicos, etc. Tais

propriedades devem então ser confrontadas com os parâmetros de projeto e especificações técnicas, aceitando-se ou recusando-se determinado material.

O tipo de solicitação tem caráter direto com as deformações que ocorrerão nas camadas. A grande vantagem da ferrovia em relação à rodovia é o conhecimento e controle dos carregamentos e velocidades que irão atuar na via. Geralmente a mesma empresa que opera a ferrovia também realiza a manutenção do pavimento, o que também é outra vantagem, pois o mantenedor não vai querer ter problemas com o pavimento em operação, que deve estar em condições para transportar o máximo de TKU (tonelada quilômetro útil). O número de solicitações do eixo padrão é um fator importante, visto que os materiais que compõem o pavimento têm comportamentos distintos entre carregamentos monotônicos e repetitivos.

Os fatores climáticos têm grande influência em praticamente todas as camadas do pavimento ferroviário e devem ser levados em consideração no dimensionamento da estrutura. Conforme alertado por MEDINA e MOTTA (2015), deve-se tomar cuidado para as diferenças climáticas entre o Brasil e outras partes do mundo quando da utilização de bibliografias estrangeiras. Apesar da grande variação climática encontrada no Brasil, apenas a região sul e parte do sudeste apresentam temperaturas abaixo de 0 °C, geralmente não mais que 15 dias ao ano. Já nos Estados Unidos, cerca de 60 % do território é submetido a invernos rigorosos, inclusive com congelamento do subleito, o que geralmente leva à especificação de materiais granulares com menos de 3 % de finos passantes na peneira de 75 µm, em virtude da expansão da água e de minerais expansivos. Nesse aspecto, a utilização de normas não adequadas à realidade brasileira pode acarretar descarte de bons materiais ou utilização de materiais inadequados em determinadas regiões.

A técnica construtiva tem impacto direto no cronograma da obra, assim como influencia a qualidade dos materiais produzidos ou camadas construídas. Um exemplo é a maneira de lançar os dormentes de concreto na via permanente durante a construção do pavimento, que conforme demonstrado por RANGEL *et al.* (2016) poderá resultar em unidades com qualidades distintas ou até mesmo a perda dos elementos.

Em dimensionamentos clássicos da via férrea o primeiro passo é a previsão do carregamento crítico que irá atuar no pavimento. A carga do eixo padrão é majorada pelo coeficiente dinâmico (ver seção 3.1), resultando no carregamento máximo estático que será considerado. Com determinado método de cálculo, define-se a espessura de cada camada, conforme os materiais disponíveis. Nesse aspecto é importante lembrar que as

camadas do pavimento sofrem influência das cargas dinâmicas e das variações climáticas, portanto, suas propriedades devem ser obtidas preferencialmente em ensaios dinâmicos com condições de temperatura e umidade equivalentes reais, como o módulo de resiliência (MR), o que geralmente não é contemplado nos métodos tradicionais.

Quase sempre a resolução do problema de dimensionamento é iterativa. A gama de soluções disponíveis é grande, principalmente considerando a variabilidade dos materiais envolvidos, tornando a análise combinatória significativa. Conhecendo os materiais disponíveis e o comportamento de cada um deles no conjunto do pavimento, o problema pode ser resumido a calcular por tentativas deformações e tensões admissíveis a partir de espessuras propostas. De preferência, o método de cálculo deve ser capaz de estimar a vida útil do pavimento, que pode ser determinado a partir de valores limites de deflexões ou deformações permanentes do pavimento ferroviário, principalmente nas camadas de lastro e subleito, dado N repetições do carregamento padrão ou conjunto de carregamentos.

Deve-se então realizar a avaliação do desempenho do pavimento ferroviário construído. Um parâmetro de qualidade é a deflexão vertical, que pode ser obtida utilizando a Viga Benkleman, conforme explicado por SILVA (2002) e COSTA (2016), assunto abordado na seção 2.3.1.

A deflexão é dependente do carregamento e das propriedades das camadas do pavimento. Qualquer camada mal dimensionada ou problemática refletirá em uma deflexão anormal, que por retroanálise, poderá resultar em um módulo de resiliência diferente daquele esperado.

Os trilhos são dimensionados a partir do material rodante e do momento fletor atuante. Os dormentes são escolhidos considerando aspectos econômicos, técnicos e ambientais dos materiais disponíveis, sendo as dimensões definidas considerando a bitola, o carregamento imposto e a tensão admissível no material constituinte, além daquela repassada ao topo da camada de lastro.

O conjunto de fixação é determinado principalmente em virtude do tipo de dormente, atualmente com preferência para os grampos elásticos, que apresentam melhor desempenho ao movimento natural da via. A mudança do tipo de fixação, considerando o mesmo dormente, geralmente fica atrelada a estudos de eficiência, aumento da capacidade de carga da via ou histórico de problemas com determinado sistema de fixação.

Conhecida a tensão na interface dormente-lastro, pode-se determinar a distribuição das tensões nas camadas inferiores, que serão comparadas com as tensões admissíveis de cada material. Os materiais não poderão apresentar rupturas plásticas nem deformações excessivas, tanto permanentes como elásticas, devendo permanecer dentro de limites aceitáveis.

Em uma análise mecânica do pavimento ferroviário, as espessuras necessárias das camadas mudam de acordo com as propriedades dos materiais utilizados na via permanente, sistema que apresenta sinergia considerável. Por facilidade construtiva e de projeto, usualmente os pavimentos ferroviários são projetados para uma seção transversal tipo, onde as espessuras das camadas e a distância entre os dormentes permanecem as mesmas ao longo da estrada. Um exemplo é a estatal brasileira VALEC, responsável pela construção de novas ferrovias no Brasil, que considera o mesmo espaçamento entre dormentes em todos seus projetos no país, mesmo com variações significativas entre os materiais geotécnicos ao longo do território nacional.

Em uma pesquisa interna na VALEC, até meados do ano de 2017 a prática era a definição de um pavimento tipo que suporte as imposições externas convencionais, simplesmente mantendo o espaçamento entre os dormentes, a espessura do lastro e a do sublastro ao longo de todo o trecho, seja qual for o material do lastro, sublastro ou subleito. O projeto tipo da superestrutura ferroviária era o mesmo para os estados da Bahia, Goiás, Tocantins, São Paulo e Minas Gerais, regiões que claramente têm litologias diferentes.

Esse tipo de técnica pode resultar em maior custo construtivo, não atendendo aos requisitos reais do pavimento local, deixando-o superdimensionado ou subdimensionado para a vida útil estimada. O correto do ponto de vista da mecânica dos pavimentos seria a obtenção das propriedades relevantes ao dimensionamento do pavimento em segmentos pré-determinados ou em horizontes geotécnicos diferentes, mantendo-se inalterados aqueles elementos mais complicados de serem modificados a cada momento, como o tipo de dormente, trilhos e acessórios de fixação, mas alterando-se a espessura do lastro, sublastro ou o espaçamento entre os dormentes.

Convencionalmente a espessura do lastro gira em torno de 30 cm, mas a experiência do autor desta pesquisa demonstra a possibilidade de variações na espessura entre 20 e 50 cm, devendo cada caso ser analisado individualmente. Acima de 50 cm a geometria da via pode se tornar instável e abaixo de 20 cm não haverá distribuição efetiva das tensões, que na prática é traduzida em agulhamento dos fragmentos do lastro nas

camadas inferiores, aceleração da quebra dos fragmentos do lastro ou deformações excessivas nas camadas de sublastro e subleito.

Pode parecer complicado, mas durante a construção da ferrovia, os segmentos de terraplanagem (panos) são da ordem de 200 a 500 m e as modificações nas cotas ou espessuras entre segmentos diferentes não seriam grandes, facilmente executadas com os equipamentos modernos e passíveis de controle topográfico rigoroso.

No intuito de manter o trilho na mesma cota, por exemplo, uma maneira é deixar o subleito em uma cota mais alta na região onde haveria a possibilidade de uma espessura inferior de lastro, ou executar uma camada de sublastro com espessura variável. Logicamente, aspectos de drenagem devem ser verificados.

Outro exemplo seria a variação do espaçamento entre dormentes entre segmentos, o que também altera as tensões exercidas nas camadas inferiores. Compatibilizando as tensões admissíveis do terreno com as atuantes é possível estimar a deformação permanente e adequá-la a valores aceitáveis.

Nesse sentido, deve-se conhecer o comportamento e as propriedades relevantes das camadas do pavimento ferroviário, aspectos necessários para uma análise mecânica adequada. Parametrizando diversas variáveis é possível determinar com maior confiabilidade diversas seções tipo para diferentes segmentos da estrada.

1.4 Da justificativa e objetivos do trabalho

A implantação de novas linhas férreas no Brasil para o transporte de cargas e passageiros é de grande necessidade. Países desenvolvidos de extensões continentais como os Estados Unidos e a Austrália têm uma malha ferroviária maior que a atual brasileira desde o início do século XX. A interligação do país por ferrovias, mais que um meio para a redução dos custos em transportes é hoje uma necessidade para o avanço econômico. Tal avanço esbarra na falta de profissionais de engenharia que compreendem a mecânica dos pavimentos ferroviários, literatura específica em língua portuguesa e investimentos em pesquisa em todas as áreas da modalidade metroferroviária.

A experiência de campo do autor da presente pesquisa mostra que as ferrovias atualmente em construção pelo governo federal brasileiro utilizam especificações ultrapassadas, a exemplo de VALEC (2011) e VALEC (2016), com limites de projeto e controle de qualidade do solo apenas por ensaios de compactação, granulometria, limites de consistência e CBR. Tais ensaios são insuficientes para uma análise mecanística consistente, pois, em um modelo básico elástico linear já é necessário parâmetros

adicionais, como o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson. Em obras correntes também não existe a avaliação deflectométrica das camadas de subleito, sublastro, dormentes ou idealmente de todo o pavimento, medindo-se a deflexão nos trilhos, o que vem de encontro com a proposta apresentada.

Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), o dimensionamento inadequado do pavimento ferroviário ou a falta de manutenção adequada oriunda do não entendimento do comportamento mecânico da via permanente gera custos bilionários todos os anos no mundo. Na década de 2000, nos Estados Unidos, eram gastos em torno de 10 bilhões de dólares todos os anos com a manutenção ferroviária (valor superior ao orçamento da estatal brasileira VALEC e do DNIT nos anos de 2016 e 2017), sendo grande parte desse custo oriundo de problemas com o lastro. No Canadá o custo girava em torno de 1 bilhão, na Austrália em torno de 2,1 bilhões.

Nesse aspecto, torna-se necessário o desenvolvimento de novos métodos de análise e projeto que proporcionem um melhor entendimento do comportamento do pavimento ferroviário e que complementem os convencionalmente utilizados, como os de ZIMMERMANN (1888)⁴ e TALBOT (1918-1941)⁵, mencionados por SCHRAMM (1977), STOPATTO (1987), BRINA (1988), QUEIROZ (1990), SADEGHI (1997), BASTOS (1999), SILVA (2002), SPADA (2003), STEFFLER (2013), entre outros.

A análise mecânica do pavimento ferroviário utilizando modelos consistentes a partir de bancos de dados de propriedades de materiais é sugerida por FERNANDES (2005). O desenvolvimento de novos métodos de análise do pavimento e modelos numéricos é recomendado por INDRARATNA *et al.* (2011).

Conforme WERKMEISTER (2003), em dimensionamento de pavimentos dois parâmetros devem ser seguidos como controle de qualidade: a deformação permanente e a deflexão; levando a necessidade da definição de tolerâncias e estimativas de tais parâmetros para diferentes tipos de vias férreas.

Assim, objetiva-se demonstrar a base teórica de um novo método para a estimativa da deflexão do pavimento ferroviário lastreado. Em ferrovias recém construídas ou em manutenção, estabelecendo-se um parâmetro teórico de deflexão a partir de simulações

⁴ ZIMMERMANN, H. (1888). "Die berechnung des eisenbahnoberbaues". Verlag W. Ernst & Sohn.

⁵ TALBOT, A. N. (1918-1941). "Stresses in railroad track, Report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track". Proceeding of the AREA. First progress report. Vol. 19, pp. 73-1062 (1918). Second progress report. Vol. 21, pp. 645-814 (1919-1920). Fifth progressive report. Vol. 30, pp. 34-35 (1929). Six progressive report. Vol. 45, pp. 68-848 (1933). Seventh progressive report. Vol. 42, pp. 753-850 (1941).

numéricas, ou seja, utilizando a equação proposta nesta pesquisa é possível comparar a deflexão obtida em campo e avaliar o estado do pavimento:

- a) pavimentos que apresentarem deflexões muito acima da estimada provavelmente têm algum tipo de problema, como uma camada deficiente ou uma socaria mal realizada;
- b) pavimentos que apresentarem deflexões inferiores à estimada poderão estar muito rígidos, o que também pode se tornar um problema, resultando no aumento das tensões nas camadas e desgaste de componentes importantes, como o trilho e o material rodante.

Durante a revisão bibliográfica dessa pesquisa, não se encontrou normas ou trabalhos que definam tolerâncias de deflexão de maneira consistente para pavimentos ferroviários típicos brasileiros ou níveis diferentes de carga, o que também justifica o tema proposto. Pretende-se então proporcionar aos profissionais da área um método para estimar a deflexão de seus pavimentos, de maneira que as medidas das deflexões em campo possam servir de parâmetro qualitativo do pavimento e não apenas valores sem base teórica de comparação. Tal proposta serve também como mais um parâmetro para a manutenção preditiva.

Dado o espaço teórico existente sobre mecânica dos pavimentos ferroviários na literatura nacional, explicado na seção 1.1, tomando como base relevantes trabalhos defendidos na COPPE/UFRJ, como os de SILVA (2002) e SPADA (2003), objetiva-se também apresentar uma revisão teórica consistente, o que invariavelmente resulta em uma extensão de trabalho maior que o normal.

1.5 Estrutura da tese

No Capítulo 1 foi apresentado um panorama geral das ferrovias para o transporte de cargas pesadas no Brasil. Verificou-se que o país se encontra praticamente estagnado no desenvolvimento da modalidade, necessitando urgentemente de novas vias férreas e profissionais com entendimento da mecânica do pavimento ferroviário. Entre as variáveis intervenientes do projeto do pavimento ferroviário, destacou-se a relevância desta pesquisa para a estimativa de deflexões, importante parâmetro qualitativo que deveria ser verificado em projetos de construção e manutenção da via permanente.

Correlacionando aspectos práticos, o Capítulo 2 apresenta as camadas do pavimento ferroviário lastreado, que segundo entendimento deste autor tem como superestrutura todos os elementos acima do topo da camada de sublastro. Mostra-se a

influência da umidade na camada de subleito, a importância da camada de sublastro na transição do lastro para o subleito e a complexidade intrínseca da camada de lastro, que normalmente apresenta quebra dos fragmentos de rocha britada, um dos principais causadores de sua colmatação e deformação permanente.

Ainda no Capítulo 2, são apresentados os 3 principais tipos de dormentes utilizados no Brasil: madeira, concreto e aço, suas vantagens e desvantagens, além de importantes recomendações adquiridas pela experiência do autor, geralmente não encontradas na literatura corrente nacional. É apresentado um breve histórico dos trilhos, as características desejadas, o dimensionamento usual do perfil, além do detalhamento dos principais tipos de sistemas de fixações rígidos e elásticos.

Também no Capítulo 2 são apresentados diversos equipamentos utilizados por outros pesquisadores para se obter parâmetros do pavimento ferroviário de maneira não destrutiva, sejam tensões, módulo de resiliência, deformações ou deflexões. Alguns dos resultados desses pesquisadores foram utilizados na seção 5.2.2 para averiguar a aplicabilidade da equação geral formulada nesta pesquisa. Propriedades comuns de pavimentos ferroviários nacionais e estrangeiros também foram compilados, servindo de alerta para a diferença existente nos parâmetros geotécnicos dos solos tropicais brasileiros, principalmente o módulo de resiliência, em relação a solos estrangeiros.

No Capítulo 3 o comportamento do pavimento ferroviário é apresentado em detalhes. É demonstrado como o carregamento oriundo das rodas dos veículos ferroviários se distribuem nas camadas inferiores, desde o contato roda-trilho até o subleito. São apresentados modelos clássicos para a estimativa de momentos nos trilhos e dormentes, distribuição de tensões no lastro, deslocamentos e deformações nas camadas, conceitos base para a modelagem da via permanente.

No Capítulo 4 é apresentado rapidamente os principais softwares conhecidos no Brasil para a análise mecânica do pavimento ferroviário.

O Capítulo 5 apresenta as análises procedidas na presente pesquisa. Comprova-se que a máxima tensão de flexão nos trilhos ocorre quando a carga de roda está localizada na posição central entre os dormentes. Já a condição mais desfavorável para as demais camadas do pavimento ferroviário, portanto de maior deflexão, ocorre quando a carga está localizada no eixo que passa sobre o centro do dormente e para este caso a força normal atuante sob cada trilho pode ser considerada como aproximadamente 50 % do carregamento da roda para um espaçamento entre dormentes de 60 cm.

No Capítulo 5 ainda são debatidos os resultados das simulações realizadas, analisando-se separadamente por variável parametrizada as deflexões e os módulos de vias encontrados e o impacto que cada parâmetro tem no comportamento global da estrutura do pavimento ferroviário. Compara-se também deflexões estimadas pela equação desenvolvida com deflexões encontradas em campo por diferentes autores em diferentes estados brasileiros.

2 A via permanente ferroviária lastreada

Existem basicamente dois grupos de vias permanentes ferroviárias: as lastreadas ou convencionais (Figura 2.1) e as não lastreadas ou especiais. Dentro do grupo das não lastreadas podem ocorrer pavimentos com camadas asfálticas ou também com uma laje de concreto, conhecida do inglês como *slab tracks*, ambas com alto custo de construção, porém de manutenção reduzida se comparada com as vias convencionais.



Figura 2.1 – Exemplo de uma via permanente lastreada com dormentes de concreto

Conforme ROSE e ANDERSON (2006), EAPA (2014) e RANGEL *et al.* (2015a), o pavimento ferroviário com uma camada asfáltica apresenta interessante alternativa para aumento da vida útil da estrutura, redução de manutenções e solução para regiões críticas, como passagens em nível, túneis e encabeçamentos de pontes (Figura 2.2). Já nas *slab tracks* a laje de concreto se situa no lugar do lastro ou sobre uma camada granular, com uso convencional no sistema metroviário pela manutenção reduzida (Figura 2.3).



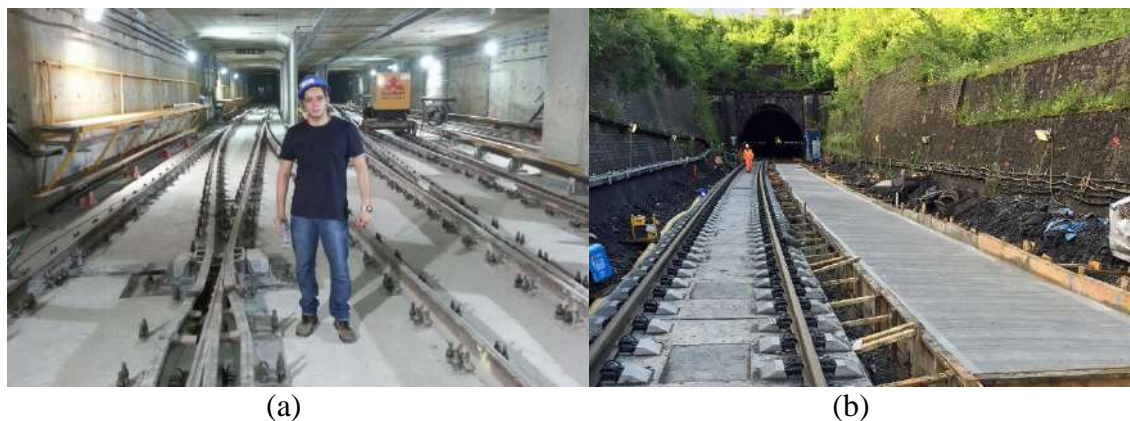
(a)



(b)

Figura 2.2 – Exemplos pavimentos ferroviários com camadas asfálticas

Fonte: (a) EAPA, 2014; (b) ROSE e ANDERSON, 2006



(a)

(b)

Figura 2.3 – Exemplos de *slab tracks*

Fonte: (a) Metrô no Rio de Janeiro; (b) <<http://www.railengineer.uk>>, acesso em 26/04/2016

A revista BITUME (2014) apresenta a linha de testes do TGV (trem de alta velocidade francês) com uma camada de sublastro asfáltico (SCA), construída na França em 2003. Até então a linha padrão do TGV era composta por 30 cm de lastro, sobre 20 cm de sublastro granular (SG) e 50 cm de calcário granular. Em uma via com SCA de 3 km, foi retirada a camada com 50 cm de calcário granular, substituída por uma camada com 14 cm de SCA sobre os 20 cm de SG, gerando uma economia de aproximadamente 5000 m³ de material por km de via. No topo da camada de SG foi aplicado um revestimento superficial betuminoso, a uma taxa de 1,5 kg/m² com agregado fino. A camada de SCA tinha 10,7 m de largura e sobre ela também foi aplicado um revestimento superficial a uma taxa de 0,8 kg/m². Após a construção, a linha ficou em testes durante 4 anos com sensores de temperatura, aceleração, pressão, deformação e deslocamentos, sendo aberta ao público em junho de 2007. Atualmente todas as linhas do TGV são construídas com a metodologia apresentada na Figura 2.4.

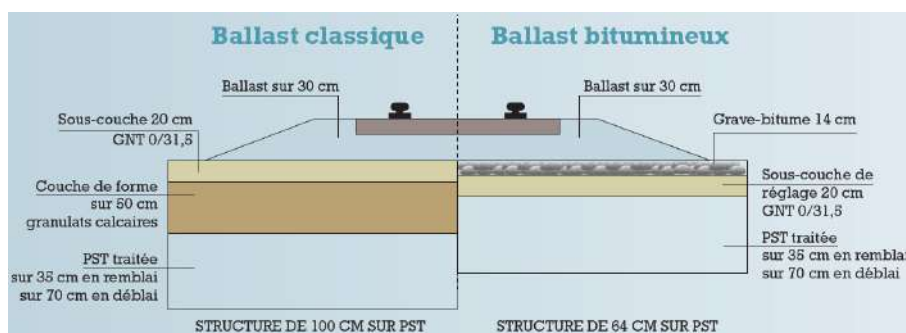


Figura 2.4 – Pavimento típico do TGV antes e depois da inserção do SCA

Fonte: BITUME, 2014

A via permanente lastreada, a partir de agora denominada apenas de via permanente ou pavimento ferroviário, é tradicionalmente dividida em superestrutura e

infraestrutura, sendo de baixo para cima composta do subleito (*subgrade*), sublastro (*subballast*), lastro (*ballast*), dormentes (*sleepers*), sistema de fixação (*fastening system*) e trilhos (*rails*). Algumas ferrovias não utilizam o sublastro e o lastro é lançado diretamente sobre a camada final de terraplanagem, que geralmente tem tratamento especial nos últimos 60 cm, três camadas de 20 cm, onde é aplicada maior energia de compactação.

A interação entre as camadas do pavimento ferroviário pode ser exemplificada conforme a Figura 2.5. Iniciando-se pelo ponto de contato entre a roda e o trilho, as tensões são distribuídas do trilho para o dormente, passando pelo conjunto de fixação. Em geral, quanto maior a rigidez do trilho, melhor a distribuição das tensões para os dormentes. Do dormente, as tensões são distribuídas ao lastro, que por sua vez as distribui ao sublastro e na sequência para o subleito. As camadas geotécnicas iniciam-se no topo do lastro até o subleito e as tensões aplicadas pela base dos dormentes devem ser reduzidas a valores inferiores àsquelas suportadas por cada camada.

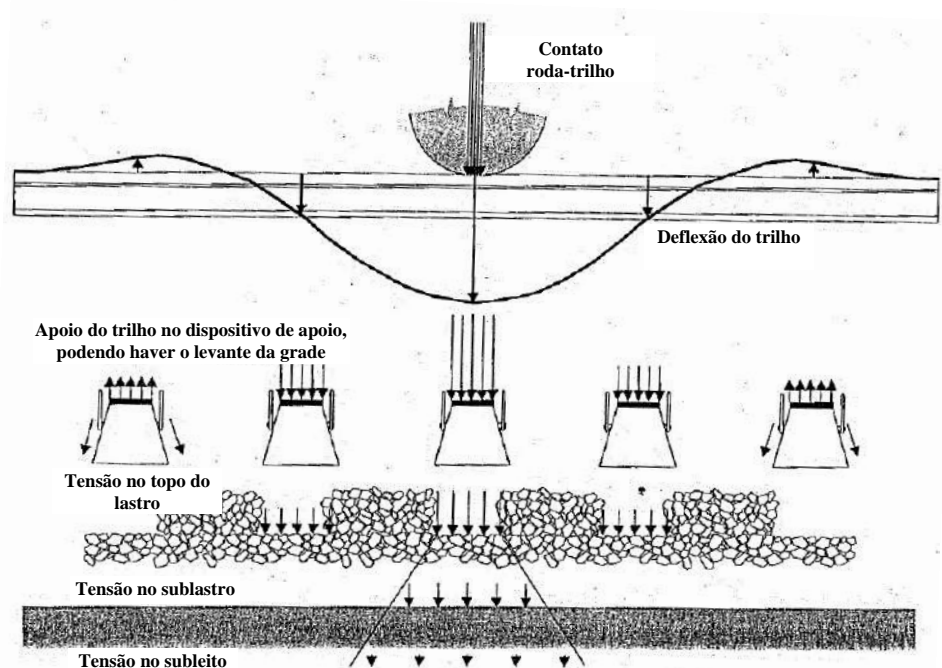


Figura 2.5 – Distribuição típica de tensões entre as camadas do pavimento ferroviário
Fonte: adaptado de SELIG e WATERS, 1994

No contato roda-trilho são variáveis principais: o diâmetro da roda, o carregamento dinâmico, o perfil de trilho e propriedades intrínsecas dos aços empregados, tanto da roda como do trilho (o assunto é complexo e não será apresentado nesta tese, recomendando-se a leitura da tese de GUIMARÃES, 1999).

As maiores tensões normais ficam situadas no sistema trilhos, fixações e dormentes, denominada grade ferroviária, que em alguns casos pode sofrer um levantamento vertical em segmentos adjacentes ao ponto de aplicação de carga, fenômeno conhecido como “sub pressão” e que não deve ser confundido com o espaço vazio geralmente existente entre a base do dormente e o topo do lastro (gap), que será debatido mais à frente. Já na distribuição de tensões entre o trilho e o dormente, tem-se forte influência do conjunto de fixação.

Segundo SHENTON (1984)⁶ *apud* CORREIA (2007), existem três fatores principais que contribuem para a deterioração da via permanente: o ciclo de carga, o desgaste nos trilhos e a degradação do lastro. Quanto maior o carregamento ou a frequência de carga, maiores as tensões nas camadas inferiores. Quanto mais rígido o trilho, menor o deslocamento vertical, dada a melhor distribuição das tensões entre os dormentes. Já o lastro apresenta quebra acentuada dos fragmentos com o tempo, aumentando a rigidez da camada (MR) com a colmatação dos espaços vazios quando a camada está seca e reduzindo consideravelmente a rigidez quando a camada está saturada. O espaçamento entre dormentes também influencia a tensão exercida no dormente e no trilho, que por sua vez influencia a tensão atuante no lastro.

Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), as principais vantagens do pavimento ferroviário lastreado são:

- a) simplicidade de construção e cálculo, quando utilizadas teorias convencionais;
- b) baixo custo de construção em relação às vias especiais;
- c) boa drenagem para condições favoráveis de manutenção.

E as principais desvantagens são:

- a) necessidade de inspeções e manutenções constantes em virtude da degradação do lastro, com interrupções do tráfego;
- b) má drenagem para condições desfavoráveis de manutenção, principalmente com a degradação do lastro.

2.1 A infraestrutura ferroviária

Variando entre pesquisadores, a infraestrutura ferroviária pode ser definida por todos os elementos situados abaixo da base da camada de lastro ou topo do sublastro (o

⁶ SHENTON, M.J. (1984). “Ballast deformation and track deterioration” In: Track Technology – Proceedings of a conference organized by the Institution of Civil Engineers and held at the University of Nottingham, pp. 253-265, London, Thomas Telford Ltd.

que é preferível, dada a complexidade entre a grade e o lastro), abaixo da base do sublastro ou ainda dos dormentes, esta última para SELIG e WATERS (1994) e INDRARATNA *et al.* (2011). Qualquer que seja a definição, são itens da infraestrutura as obras de arte especiais (pontes e viadutos) e obras de arte correntes (como bueiros e dispositivos de drenagem).

O autor deste trabalho recomenda considerar como infraestrutura ferroviária todos os elementos abaixo da base da camada de lastro ou topo do sublastro. Inclusive, os contratos de construção de vias férreas costumam corroborar com essa consideração.

Equipamentos de terraplanagem convencionais, tais como motoniveladoras e rolos compactadores também são utilizados até a construção da camada de sublastro. A camada de lastro geralmente é construída utilizando-se a própria via férrea, com locomotiva e vagões.

2.1.1 Subleito

O subleito é a fundação do pavimento, não devendo ser classificado como uma camada, porém, a palavra fundação é mais utilizada para obras específicas de escavação e estabilidade de estruturas reticuladas, como pontes, viadutos e edifícios. Pode ser constituído do solo natural ou tratado nas últimas camadas de compactação com objetivo de estabilização do terreno, evitando recalques ou deflexões excessivas.

De acordo com VALEC (2016), a 60 cm do topo do subleito o solo deve apresentar CBR mínimo de 8 %, expansão máxima de 2 % e grau de compactação (GC) igual a 100 % da energia do Proctor Normal. Já para o corpo do aterro o CBR mínimo deve ser igual ou maior a 2 %, a expansão máxima igual a 4 % e o GC igual ou maior a 95 % do Proctor Normal.

Quanto maior for a massa específica aparente do subleito, menor tenderá ser a deformação permanente esperada, fato estudado por BARKSDALE (1972)⁷ *apud* WERKMEISTER (2003), que realizando testes em materiais granulares, provou que a resistência às deformações permanentes de um pavimento é alterada em função da densidade das camadas. Para o resultado apresentado na Figura 2.6, observa-se um aumento em torno de 185 % na deformação permanente axial quando o material foi compactado a 95 % do Proctor Normal em relação a 100 % do Proctor Normal.

⁷ BARKSDALE, R. D. (1972). "Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials". Proceeding of 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London, pp 161- 174.

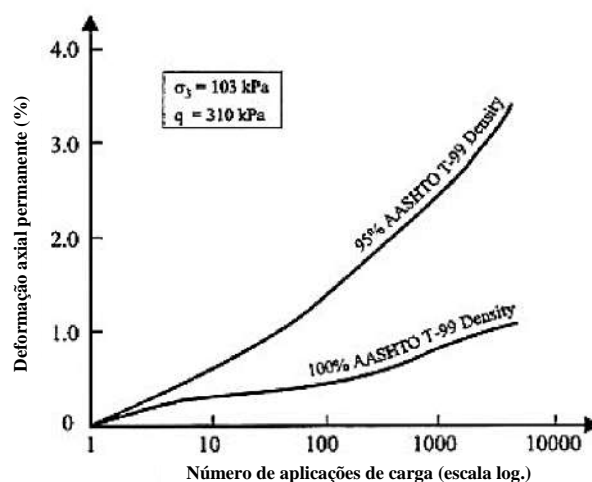


Figura 2.6 – Efeito da compactação na deformação permanente
Fonte: adaptado de BARKSDALE, 1972⁷ *apud* WERKMEISTER, 2003

Segundo STOPATTO (1987), a parte do subleito que recebe ações das cargas móveis é da ordem de 1,5 a 3 m abaixo do sublastro, o que pode levar a necessidade de tratamento até esta profundidade. Conforme SELIG e WATERS (1994), as tensões no subleito podem atingir até 5 m de profundidade e têm grande influência nas deformações totais do pavimento. Já MEDINA e MOTTA (2015) consideram de relevância as tensões até a profundidade de 2 m no pavimento rodoviário, o que seria suficiente para o pavimento ferroviário, uma vez que as tensões no topo do sublastro costumam ser inferiores às que no topo da base do pavimento asfáltico.

A diferença entre os pavimentos é que nas ferrovias lastreadas o sublastro recebe toda a água percolada pelo lastro, diferentemente das rodovias asfaltadas, que podem ser consideradas impermeabilizadas. Tal diferença carece de maiores estudos, pois apesar da tensão no sublastro ser inferior quando comparada com as tensões na base de pavimentos rodoviários, o sublastro é mais susceptível à umidade.

Conforme SELIG e WATERS (1994), o subleito não pode apresentar:

- a) excesso de deformação por solicitações de carregamentos repetitivos;
- b) deformação permanente ou ruptura por cisalhamento, o que pode ser analisado em ensaios triaxiais;
- c) variação volumétrica excessiva (solos expansivos).

Uma vez que o topo do subleito deve ter melhor compactação que as partes mais profundas e espera-se que um solo mais compactado tenha maior rigidez, LELIS (2004) avaliou a relação do MR com a energia de compactação. Foram efetuados ensaios seguindo a norma DNER-ME 131/94 em três solos da Zona da Mata no norte de Minas

Gerais, Latossolo Vermelho-Amarelo (LVA), Podzólico Vermelho-Amarelo Micáceo (PVB) e Saprolítico de Gnaiss (SP), compactados nas energias Proctor Normal, Proctor Intermediário e Proctor Modificado, nos teores de umidade ótima menos 2 % ($W_{ot}-2\%$), W_{ot} , e $W_{ot}+2\%$, sempre utilizando as mesmas tensões, independente da umidade. Os resultados são apresentados da Figura 2.7 a Figura 2.9, evidenciando que não é possível estabelecer uma relação única entre tais parâmetros para solos em geral.

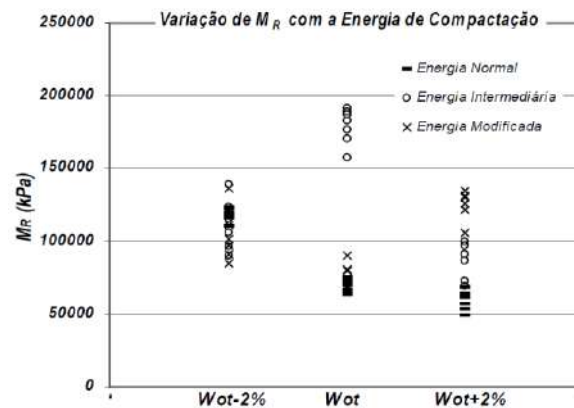


Figura 2.7 – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade no MR, solo LVA
Fonte: LELIS, 2004

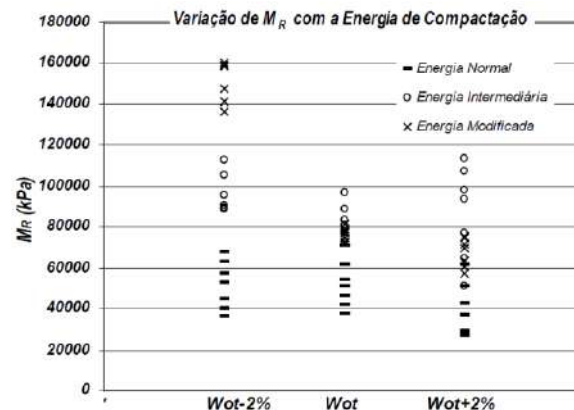


Figura 2.8 – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade no MR, solo PVB
Fonte: LELIS, 2004

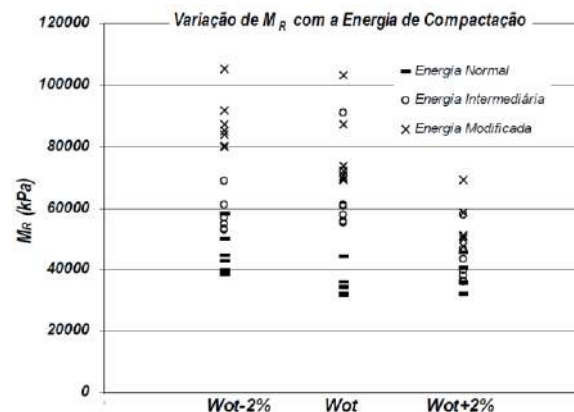


Figura 2.9 – Efeito da energia de compactação e do teor de umidade no MR, solo SP
Fonte: LELIS, 2004

O subleito poderá apresentar variação na umidade oriunda da má drenagem ou da própria umidade de compactação ou ainda resultante de chuvas e secas. A umidade pode influenciar o módulo de resiliência e a deformação permanente do material, principalmente em solos com quantidade significativa de minerais sensíveis à água. Nesse aspecto, um exemplo dessa influência é mostrado por SVENSON (1980). Na Figura 2.10, variando-se a umidade de compactação de uma determinada argila é possível verificar a redução do MR com o aumento da tensão desvio (σ_d), principalmente para os casos de compactação no ramo seco da curva de compactação. Com a umidade tendendo à umidade ótima, houve a uniformização do MR, mesmo variando-se a tensão desvio, mostrando a importância do controle de compactação.

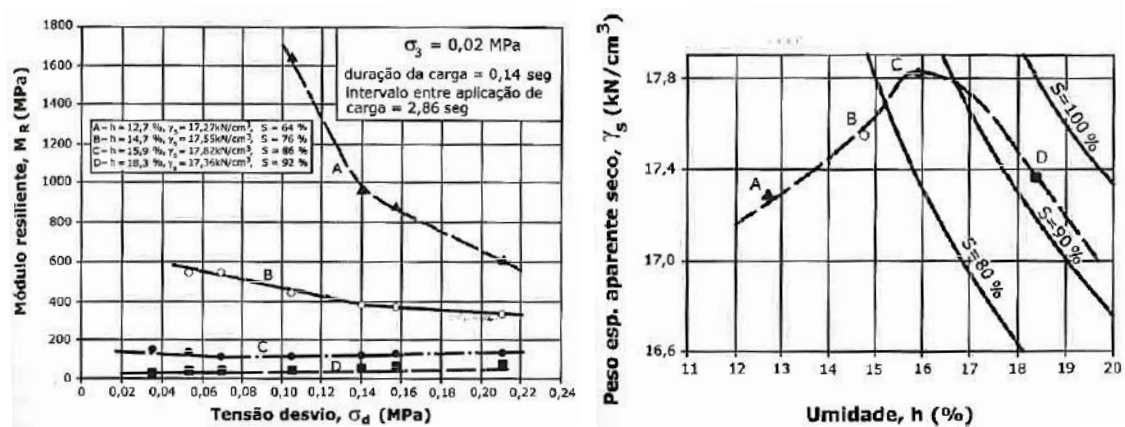


Figura 2.10 – Efeito da massa específica e umidade de um solo argiloso no MR

Fonte: SVENSON, 1980

Nas ferrovias lastreadas a importância da compactação do subleito é ainda mais evidente que nas rodovias, pois não existe a camada asfáltica ou a imprimação impermeabilizando o sublastro. Caso o subleito seja compactado com um baixo grau de compactação, esse estará susceptível a mais vazios, possibilitando e facilitando a entrada de água. Caso seja compactado em umidade diferente da ótima, possivelmente não estará com a máxima massa específica aparente seca, o que conforme demonstrado na Figura 2.10 também influencia o MR e a deformação permanente da camada. O lastro é um material poroso e geralmente o sublastro também é constituído de material mais granular que o subleito. As principais proteções contra a umidade que o subleito tem é a declividade (em torno de 3 %), a compactação do sublastro e a maior compactação do subleito nos primeiros 60 cm a 100 % do Proctor Normal (parâmetros de VALEC, 2011), que enseja a necessidade do aumento da energia de compactação do sublastro e/ou subleito.

De maneira semelhante, conforme apresentado na Figura 2.11 por WERKMEISTER (2003), o filme de água que envolve as partículas do solo pode influenciar na sua resistência ao cisalhamento. Até uma certa quantidade de água essa influência beneficia a resistência, mas depois de certo limite, somado aos carregamentos cíclicos, haverá excesso de poro pressão, reduzindo a resistência e ocasionando maior deformação permanente. Para se ter uma ideia do efeito da umidade no pavimento, conforme o tipo de solo, estudos de HOLUBEC (1969)⁸ *apud* WERKMEISTER (2003) em um cascalho arenoso solicitado a 1.000 ciclos de carga apresentou um aumento na deformação permanente da ordem de 200 % na variação da umidade de 3 % para 6,6 %.

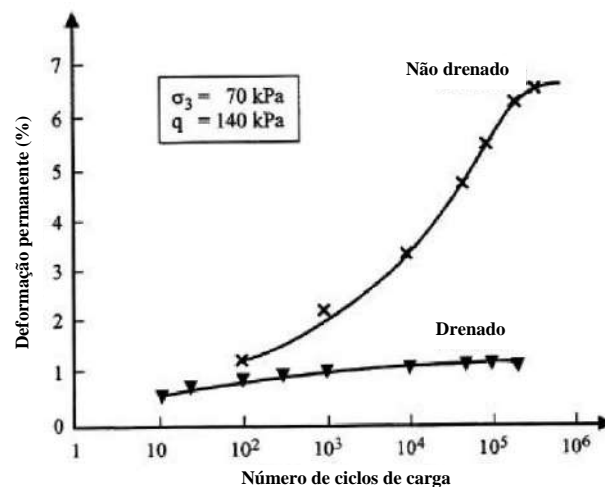


Figura 2.11 – Variação da deformação permanente em função da umidade
 Fonte: adaptado de DAWSON, 1990⁹ *apud* WERKMEISTER, 2003

2.1.2 Sublastro

O sublastro é uma camada situada entre o subleito e o lastro, que tem a função principal de proteger o subleito. Também é denominado plataforma, importante para o desenvolvimento das atividades de construção e manutenção da ferrovia. As seguintes funções podem ser mencionadas:

- fornecer uma camada de transição entre o lastro e o subleito, protegendo o subleito do agulhamento dos fragmentos do lastro e o lastro do bombeamento de finos do subleito, devendo ter uma granulometria equivalente entre o lastro e o subleito;
- em países frios, reduzir o efeito do congelamento do subleito;

⁸ HOLUBEC. (1969). "Cyclic Creep of Granular materials". Department of Highways, Ontario, Report No. RR147.

⁹ DAWSON, A. R. (1990). "Introduction to soils and granular materials". Lecture notes from Residential Course, Bituminous Pavements - materials, design and evaluation, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.

- c) melhorar a drenagem do pavimento, reduzindo alterações na umidade do subleito, geralmente com uma declividade em torno de 3 %;
- d) contribuir com a redução das tensões recebidas do lastro a valores suportados pelo subleito;
- e) fornecer uma camada que melhore a execução das atividades de construção e manutenção da superestrutura, sinalização ou rede aérea, facilitando o acesso de equipamentos e mão de obra. Larguras usuais da plataforma para linhas singelas variam entre 6 a 9 m.

A espessura do sublastro, podendo ser de cascalho ou mistura solo-brita, ambas soluções apresentadas na (Figura 2.12), costuma variar entre 15 a 30 cm. A camada é semelhante à infraestrutura rodoviária até a base ou sub-base, geralmente exigido CBR maior ou igual a 20 %.



Figura 2.12 – Sublastro granular: (a) com predominância de cascalho; (b) em mistura solo-brita

Quando o sublastro de solo-brita está desprotegido da camada de lastro durante a construção da ferrovia, por experiência do autor desta tese, constata-se uma qualidade inferior da solução em comparação com o sublastro de cascalho, pois os finos da mistura são facilmente lavados pela água da chuva. Solos para essa mistura deveriam ser selecionados utilizando a metodologia MCT e provavelmente apresentariam melhor desempenho se apresentassem baixa perda de massa imersos em água.

Segundo INDRARATNA *et al.* (2011), o sublastro também é considerado como uma camada de reforço do subleito ou de drenagem, devendo apresentar média permeabilidade de água. A drenagem é parte significativa da estabilidade e proteção do pavimento, pois vias saturadas podem apresentar excesso de pressão hidráulica durante os carregamentos e caso a condutividade hidráulica do meio seja excessivamente baixa, o excesso de poro pressão pode não se dissipar completamente antes da imposição do próximo eixo ferroviário. A pressão residual é acumulada com o acréscimo dos ciclos de

carga, tornando suficientemente grande para ocasionar o fenômeno conhecido como bombeamento de finos, onde partículas finas do solo são bombeadas para o lastro.

A mistura do subleito com o lastro pode ocorrer pela penetração progressiva dos fragmentos do lastro no material fino do subleito, acompanhada do deslocamento ascendente das partículas finas do subleito para os vazios do lastro. Esses processos ocorrem principalmente quando o subleito está saturado, em regiões de greide colado ou com drenagem deficiente.

A camada de sublastro deve apresentar granulometria capaz de dissipar o excesso de poro pressão do subleito saturado, permitindo o fluxo ascendente de água quando necessário, portanto, com maior permeabilidade que o subleito e menor que o lastro. A graduação e seleção do material do sublastro deve ser realizada de tal maneira que previna a mistura do lastro com os finos do sublastro e principalmente do subleito, além de favorecer a drenagem. Conforme SELIG e WATERS (1994) e INDRARATNA *et al.* (2011), para evitar essa mistura, utiliza-se uma graduação adequada para o sublastro, conhecida como “critério de separação de graduação” ou “critério do filtro clássico”, havendo duas condições:

$$D_{15} \leq 5 d_{85} \quad (2.1)$$

$$D_{50} \leq 25 d_{50} \quad (2.2)$$

Onde:

D_n = tamanho dos grãos do sublastro, dos quais no ensaio de granulometria passam em peso n por cento do total;

d_n = tamanho das partículas do subleito, das quais no ensaio de granulometria passam em peso n por cento do total.

O critério da equação (2.1) proporciona que as partículas mais grossas do solo protegido (d_{85}) sejam bloqueadas pelas partículas mais finas do material filtrante (D_{15}), sublastro. Assumindo que não existem descontinuidades nas graduações do solo e do filtro, a ação bloqueadora se estenderá por todos os materiais e uma rede estável de partículas ocorrerá. Já o critério da equação (2.2) ajuda a não ocorrer filtros com descontinuidades, criando uma graduação filtrante na maioria das vezes paralela ao solo protegido.

A condutividade hidráulica do sublastro também deve ser inferior à do lastro e maior do que a do subleito. As exceções são quando o subleito é naturalmente arenoso ou de cascalho. Normalmente essa condição é conquistada respeitando os critérios das equações (2.1) e (2.2), mas podendo ser melhorada respeitando o critério adicional da equação (2.3).

$$D_{15} \geq (4 \sim 5) d_{15} \quad (2.3)$$

Para argilas com média e alta plasticidade sem silte e areia, os critérios das equações anteriores são favoráveis para casos que necessitam de infiltração de água. Nesses casos, a dimensão D_{15} do material filtrante deve ser maior que 0,4 mm. Para minimizar a chance da segregação das partículas filtrantes, o coeficiente de uniformidade ($C_c = \frac{D_{60}}{D_{10}}$) não deve ser maior que 20.

Os critérios das equações (2.1) e (2.2) não devem ser satisfeitos apenas para o sublastro em relação ao subleito, mas também para o lastro em relação ao sublastro (Figura 2.13), podendo haver inclusive a necessidade da utilização de 2 camadas distintas de sublastro (Figura 2.14). Nesse caso, a camada superior deve ser mais grossa para se compatibilizar com o lastro, enquanto a inferior, mais fina, se compatibiliza com o subleito. A relação entre as duas camadas de sublastro também devem respeitar os critérios das equações (2.1) e (2.2). Essa é uma condição muito particular, dificilmente encontrada na prática brasileira.

Uma mistura de areia e cascalho para o sublastro combinado a uma drenagem externa bem construída geralmente é suficiente para prevenir a formação de lama e colmatção do lastro. Em países tropicais como o Brasil, dada as maiores temperaturas, considerando ainda uma drenagem satisfatória, a maior incidência pluviométrica vem acompanhada de maior evaporação da água, favorecimento o pavimento contra a saturação.

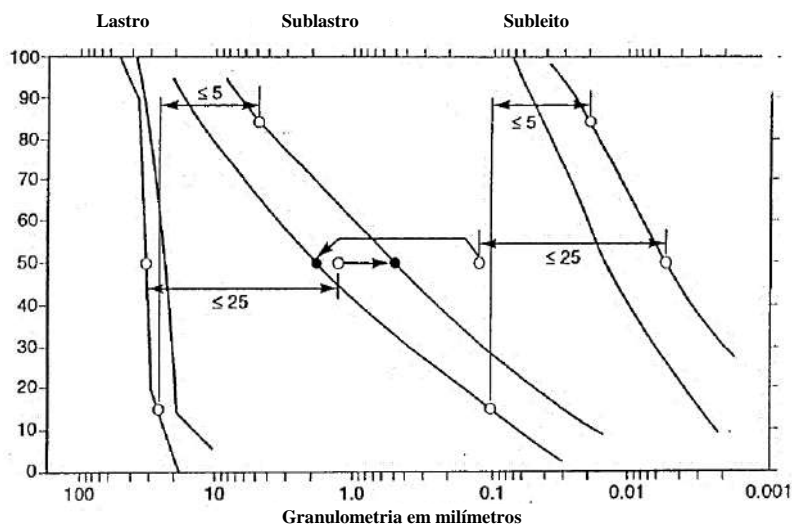


Figura 2.13 – Exemplo de sublastro respeitando o critério de separação de graduação
Fonte: adaptado de SELIG e WATERS, 1994

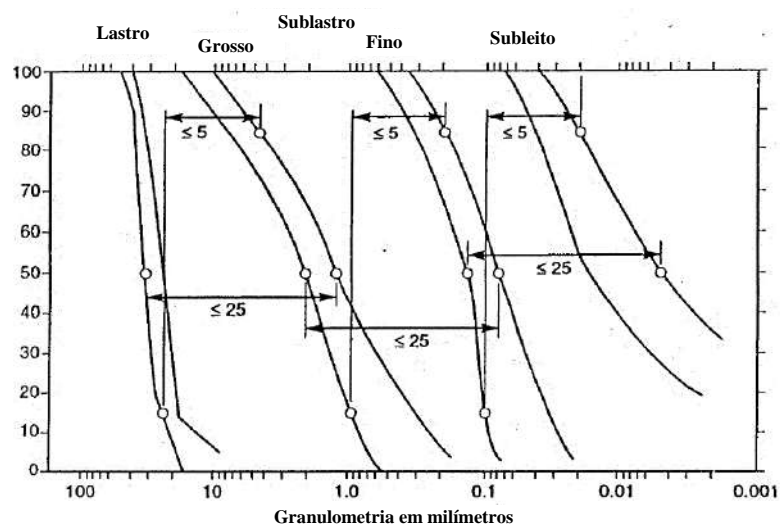


Figura 2.14 – Exemplo de sublastro em duas camadas respeitando o critério de separação de graduação

Fonte: adaptado de SELIG e WATERS, 1994

No Brasil os limites granulométricos do sublastro são definidos pela especificação VALEC (2012b), sendo basicamente uma cópia abrangente de faixas granulométricas rodoviárias da AASTHO, Tabela 2.1, que não necessariamente são as mais indicadas para as condições brasileiras. Portanto, considera-se necessária a revisão da especificação, principalmente considerando a questão da laterização dos solos tropicais.

VIZCARRA (2015) apresenta os limites granulométricos do sublastro da Public Transportation Victoria (1997), na Austrália, apresentados na Tabela 2.2 e Figura 2.15. Comparando com a especificação brasileira, de imediato constata-se maior criteriosidade da faixa australiana, uma vez que o grande número de faixas granulométricas na especificação brasileira pode abster o construtor da definição do melhor material para o sublastro do ponto de vista teórico.

Tabela 2.1 – Faixas granulométricas para o sublastro segundo especificação brasileira

Peneiras		A		B		C		D		E		F	
Nº	Abertura (mm)	% passando (em massa) (limite inferior - limite superior)											
2"	50,80	100	100	100	100	---	---	---	---	---	---	---	---
1"	25,40	---	---	75	95	100	100	100	100	100	100	100	100
3/8"	9,53	30	65	40	75	50	85	60	100	---	---	---	---
4	4,80	25	55	30	60	35	65	50	85	55	100	10	100
10	2,00	15	40	20	45	25	50	40	70	40	100	55	100
40	0,42	8	20	15	30	15	30	25	45	20	50	30	70
200	0,075	2	8	5	15	5	15	10	25	6	20	8	25

Fonte: adaptado de VALEC, 2012b

Tabela 2.2 – Faixa granulométrica do sublastro recomendado pela Public Transport Victoria (1997), Austrália

Peneira (mm)	% passante (em massa)	
	Limite inferior	Limite superior
53	100	---
37,5	95	100
26,5	75	95
19	64	90
9,5	42	78
4,75	28	64
2,36	20	50
0,425	7	23
0,075	2	12

Fonte: adaptado de VIZCARRA (2015)

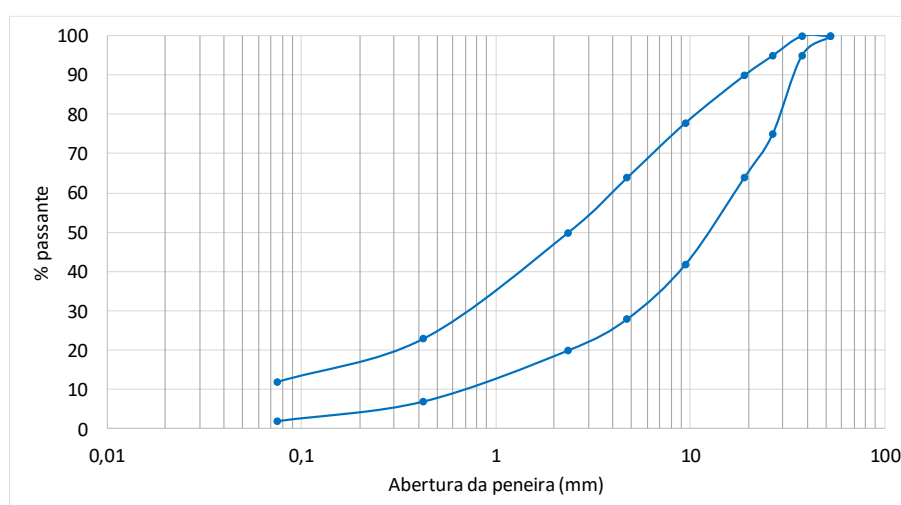


Figura 2.15 – Faixa granulométrica do sublastro recomendado pela Public Transport Victoria (1997), Austrália

Na experiência prática do autor desta tese, o grande número de faixas granulométricas tende a favorecer o construtor a utilizar o material que mais lhe convém do ponto de vista financeiro, deixando de lado o importante objetivo do sublastro de efetuar a transição harmônica entre o lastro e o subleito, principalmente respeitando os critérios apresentados anteriormente. A granulometria não deve ser fixa e imutável, devendo ser analisada para cada segmento onde haja alteração do lastro ou subleito.

Considerando os requisitos do sublastro, o mesmo poderia ser de concreto asfáltico ou de concreto de cimento Portland, principalmente em regiões com pequenas extensões críticas, como encabeçamentos de pontes, túneis, passagem em nível ou regiões de corte em rocha, soluções apresentadas por HUANG *et al.* (1984), BRYSON e ROSE (2009), ALBALAT *et al.* (2011), DI MINO *et al.* (2012), FANG *et al.* (2013), EAPA (2014), BITUME (2014), LIU *et al.* (2014), ROSE *et al.* (2014) e RANGEL *et al.* (2015a).

Verifica-se também sublastros de solo cimento ou melhorado com a utilização de geosintéticos, mencionando o trabalho de FERNANDES (2005). No aspecto da drenagem, conforme SCHRAMM (1977), tentativas realizadas na Alemanha de impermeabilização do sublastro com imprimação asfáltica não apresentaram resultados satisfatórios, uma vez que os fragmentos do lastro tendem a rasgar a película impermeabilizante.

2.2 A superestrutura ferroviária em vias lastreadas

Para o autor desta tese a superestrutura ferroviária é caracterizada por todos os componentes acima do sublastro, incluindo o lastro. Porém, em virtude de tecnologias de construção como o sublastro betuminoso ou lajes de concreto (*slab track*), alguns autores consideram como superestrutura todos os elementos acima do subleito ou das camadas finais de terraplanagem. A grade (trilhos, dormentes e acessórios de fixação) não é rigidamente unida à camada inferior, sendo na verdade embutida no lastro.

Os componentes ou elementos da superestrutura definidos a seguir são: lastro, dormentes, acessórios de fixação e trilhos. A bitola e o espaçamento entre os dormentes apesar de fazerem parte da superestrutura, não são considerados por alguns pesquisadores como componentes, mas alteram a maneira como a distribuição das tensões é desenvolvida no pavimento ferroviário, portanto têm sua relevância em particular.

2.2.1 Lastro

O lastro é uma camada granular que se situa diretamente acima do sublastro ou do subleito, que conforme SELIG e WATERS (1994), KLINCEVICIUS (2011), INDRARATNA *et al.* (2011) e MEDINA e MOTTA (2015), tem as funções de:

- a) suportar e distribuir uniformemente as tensões verticais, transmitindo-as para as camadas de sublastro e subleito;
- b) garantir a estabilidade da grade em relação a forças laterais, longitudinais e verticais, preenchendo os espaços entre os dormentes, tanto longitudinalmente quanto transversalmente (ombro de lastro);
- c) prover suficiente permeabilidade e facilitar a drenagem da via;
- d) facilitar a manutenção, permitindo o rearranjo das partículas durante as operações de nivelamento e alinhamento da via, provendo a mínima deformação plástica durante as socarias mecanizadas;

- e) prover nível aceitável de durabilidade e resiliência para o pavimento, minimizando as cargas dinâmicas e amortecendo as vibrações;
- f) resistir ao levantamento da grade pelo atrito com os dormentes e ter resistência adequada à ataques químicos e desgastes;
- g) absorver ruídos em virtude da vibração dos trens;
- h) prover resistência elétrica adequada em linhas sinalizadas.

O lastro pode ser dividido em algumas zonas, segundo o arranjo em relação à grade:

- a) berço – material entre dormentes que colabora contra o deslocamento longitudinal do dormente e não sofre tensões verticais consideráveis;
- b) ombro – material adjacente às seções transversais nas extremidades dos dormentes, formando o talude de lastro, que colabora contra o movimento transversal do dormente em relação ao comprimento longitudinal da via. Geralmente se admite larguras do ombro de lastro entre 30 a 40 cm. Para a inclinação do talude do lastro admite-se uma proporção 2:3 ou 1:1,25;
- c) lastro inferior – material sob o dormente, podendo ainda ser dividido em parte superior, que recebe as maiores tensões e é afetada pela socaria, e parte inferior, em contato com o sublastro, geralmente não afetado pela socaria, podendo estar degradado por partículas fora de granulometria oriundas da própria quebra do lastro superior ou com materiais diversos, oriundos das camadas inferiores ou das cargas transportadas.

A seleção do material do lastro é de vital importância para um bom desempenho do pavimento ferroviário e redução da manutenção. Pedras lamelares e porosas tendem a quebrar com maior facilidade e mais rapidamente que as partículas cúbicas e densas, gerando finos, que irão alterar as propriedades mecânicas adequadas, reduzindo a capacidade drenante da camada e alterando a geometria da via. Os fragmentos do lastro não devem ser muito lamelares nem redondos, mas cúbicos, proporcionando maior imbricamento e maior resistência ao cisalhamento. Como agregados para lastro de origem natural, menciona-se o seixo empregado no trem turístico de São João Del Rei/MG.

Conforme KLINCEVICIUS (2011), fragmentos menores de lastro têm estatisticamente maior resistência que os fragmentos maiores, uma vez que maiores partículas têm maior probabilidade de defeitos microestruturais e zonas de

enfraquecimento. A influência do lastro no comportamento da via permanente depende de três características principais, apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Principais fatores que influenciam o comportamento do lastro

Características	Propriedades
Individuais dos fragmentos de lastro	Rocha de origem Resistência ao intemperismo Forma Textura Resistência mecânica
Do conjunto de fragmentos que compõem a camada de lastro	Graduação Compacidade ou índice de vazios Presença de água
Do carregamento	Frequência e amplitude Pressão de confinamento Histórico de tensões Estado de tensões Número de ciclos

Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

Para comparativo com normas estrangeiras, tem-se a Tabela 2.4. Um ensaio interessante e recomendado é o Flakiness Index, calculado pela relação em massa entre os agregados passantes em um gabarito e a amostra total.

No Brasil o DNIT tem sua instrução técnica de material nº 002, que remete à norma ABNT NBR 5564 (2014). O lastro deve ser extraído de rocha sã, com reconhecimento petrográfico de uso próprio para lastro, ter forma cúbica e angular, rugosidade superficial, dureza elevada, graduação uniforme e a ausência de materiais menores que 12 mm de diâmetro por ocasionarem a colmatação da camada. VALEC (2012a) preconiza lastro de pedra britada, com constituição homogênea, fragmentos duros, limpos e reduzida absorção de água (Tabela 2.5).

Tabela 2.4 – Características físicas do lastro conforme normativos estrangeiros

Característica	Austrália	EUA	Canadá
Massa específica aparente mínima	25 kN/m ³	---	26 kN/m ³
Limite de massa unitária no estado solto	12 kN/m ³	11,5 kN/m ³	---
Resistência à intempérie, perda máxima em sulfato de sódio	---	10 %	5 %
Flakiness Index	30 %	---	---
Índice máximo de desgaste por esmagamento	25 %	---	---
Índice máximo de desgaste por abrasão obtido no teste Los Angeles	25 %	40 %	20 %

Fonte: adaptado INDRARATNA *et al.*, 2011

Tabela 2.5 – Características físicas do lastro conforme normativos brasileiros

Característica	Limite VALEC (2012a)	Limite ABNT NBR 5564 (2014)
Massa específica aparente mínima	24 kN/m ³	25 kN/m ³
Limite de massa unitária no estado solto	---	12,5 kN/m ³
Absorção máxima de água	1 %	0,8 %
Porosidade máxima aparente	1 %	1,5 %
Resistência à intempérie, perda máxima em sulfato de sódio	5 %	10 %
Máximo de partículas planas e/ou alongadas	10 %	Forma média cúbica. Partículas não cúbicas, máx. 15 %
Máximo de partículas lamelares	10 %	
Índice máximo de desgaste por abrasão obtido no teste Los Angeles	40 %	30 %
Resistência ao choque, índice de tenacidade Treton máximo	20 %	25 %
Resistência mínima à compressão simples axial	100 MPa	100 MPa
Máximo de materiais pulverulentos	1 %	1 %
Máximo de torrões de argila	0,5 %	0,5 %
Máximo de fragmentos macios e friáveis	5 %	5 %

Fonte: VALEC, 2012 e ABNT NBR 5564, 2011

De acordo com estudos de ALVES (2014), a angularidade do fragmento pode inclusive mudar após a sua quebra, conforme o tipo de ação sofrida.

O ensaio de partículas angulares e/ou alongadas é importante para evitar excesso de fragmentos com alto índice de quebra, inclusive em materiais novos. Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), partículas angulares aumentam o ângulo de dilatação requerido na movimentação, o que também aumenta a resistência ao cisalhamento. Mas com o aumento de partículas angulares ocorre acréscimo da abrasão e da quebra dos fragmentos, o que consequentemente aumenta a deformação permanente sobre cargas repetidas, alterando o módulo de resiliência da camada. Neste aspecto, a melhor forma para os agregados do lastro é a cúbica, com possibilidade de melhoria da forma dos fragmentos lamelares realizando ajustes nos britadores.

Em relação aos ensaios de abrasão Los Angeles e Treton é importante salientar que os normativos brasileiros vigentes não apresentam variações na tolerância para diferentes tipos de rochas. Na opinião do autor desta tese, o certo seria que as normas especificassem para cada tipo de rocha e finalidade (ou grupos) a percentagem máxima de perda em massa nos ensaios, pois diferentes tipos de rochas apresentarão diferentes características para finalidades diversas.

No ensaio de abrasão Los Angeles deve-se ter atenção com o peso das esferas, que conforme a ABNT NBR NM 51 (2001) pode variar entre 390 a 445 g cada, uma variação de aproximadamente 14 %. Quanto maior o peso das esferas, maior a energia aplicada nos agregados, não sendo encontrado estudo que trata da influência dessa variação. Para a granulometria do lastro, geralmente as faixas de ensaio são a F e G, com amostras de 10 kg sendo solicitadas a 1000 rotações do tambor entre 30 e 33 rpm. Para este ensaio os limites australianos e canadenses (extremamente recomendados pela experiência de campo do autor desta pesquisa) são bem mais rigorosos que os brasileiros e norte americanos.

O ensaio de Abrasão Los Angeles seria inclusive mais adequado para avaliar a resistência mecânica do lastro do que o Treton, simulando mais adequadamente o comportamento real do lastro, pois conforme ALVES (2014) “o esforço do impacto que as partículas sofrem é causada pelo choque entre elas e das esferas de aço”, “o resultado é a produção de mais finos no Los Angeles por causa de uma agressividade maior no ensaio e principalmente porque os novos fragmentos formados são oriundos das quebras das arestas do material primário”.

No ensaio Treton, dada a granulometria do lastro, pode-se encontrar problemas para obter a quantidade suficiente de fragmentos em uma amostra de 140 kg de lastro, valor definido por VALEC (2012a). Recomenda-se então o recolhimento *in situ* da amostra, obtida entre as peneiras com abertura de 19 e 16 mm, sendo necessários 60 fragmentos.

Outro fato importante a ser mencionado são os limites definidos em especificações brasileiras, que podem ter sido copiados de normas estrangeiras, como a absorção e porosidade máxima, apresentadas na Tabela 2.5. Valores parecidos foram encontrados na norma norte americana AREMA (2013), que varia a percentagem limite conforme o tipo de rocha. Há de se verificar que o maior problema da absorção para o lastro é em regiões onde há gelo e degelo, que não é o caso da maior parte do território brasileiro. Logicamente isso não caracteriza a aceitação de material com estrutura vesicular, comum em basaltos.

A água absorvida pelo fragmento de lastro quando congelada expande e pode contribuir para a sua quebra. No Brasil limites menos exigentes poderiam ser estabelecidos, conforme o tipo de rocha, região e aplicabilidade. Este é um critério que também deveria estar associado ao tipo geológico da rocha. Comparativos de amostras de fragmentos de lastro oriundos de uma mesma pedreira de basalto, mas com diferenças

mecânicas significativas, inclusive porosidade e absorção de água acima dos limites das normas nacionais são apresentados por RANGEL *et al.* (2016).

Atenção especial deve ser dada à massa específica aparente, definida em relação ao peso saturado e superfície seca, e não em relação ao peso totalmente seco, o que tende a reduzir o valor obtido. O ensaio deve ser realizado em 10 fragmentos individuais de uma mesma amostra e logicamente o resultado deve apresentar 10 resultados individuais e a análise estatística. Tal prática não é comum entre construtores, que geralmente apresentam apenas a média final ou pesam em balança hidrostática todos os fragmentos ao mesmo tempo. A porosidade e absorção são obtidos por correlações matemáticas no ensaio de massa específica aparente.

Conforme BERNUCCI *et al.* (2008), alguns agregados que inicialmente apresentam boas propriedades podem sofrer processos de desintegração química quando expostos às intempéries, como alguns tipos de basalto. Nesse caso é necessário realizar ensaios específicos para averiguar a resistência química do lastro, que segundo a ABNT NBR 5564 (2014) consiste em atacar o agregado com uma solução saturada de sulfato de sódio (Na_2SO_4). O agregado seco em estufa é colocado em um recipiente com a solução por no mínimo 8 h. Especificamente para o lastro ferroviário, diferente de materiais para pavimentos rodoviários, esse procedimento é repetido 40 vezes e ao final verifica-se a diferença entre o peso inicial e final.

Um ensaio não previsto para o lastro nas normas brasileiras atuais é o de resistência ao esmagamento da partícula. Conforme VIZCARRA (2015), tal análise é um fator importante que governa a degradação da partícula e depende da resistência da rocha mãe, da geometria dos fragmentos, do ponto de aplicação do carregamento e da direção do carregamento. Analisando a interação entre os fragmentos do lastro de maneira mais aprofundada, realmente pode-se constatar que a transferência de tensões ocorre entre os contatos pontuais das partículas. Tal ensaio considera a resistência à fratura medida indiretamente pela resistência à compressão diametral, utilizando a equação (2.4).

$$\sigma = \frac{P}{d^2} \quad (2.4)$$

Onde:

σ = tensão resistente ao esmagamento do fragmento $[\text{F}][\text{L}]^{-2}$;

P = força aplicada no fragmento [F];

d = diâmetro da partícula [L].

Na Tabela 2.6, adaptada de SCHRAMM (1977), são apresentados alguns tipos comuns de rochas utilizadas para lastro ferroviário. Rochas gneiss e calcárias podem

apresentar baixas resistências à compressão e, portanto, devem ser verificadas com maior cautela, realizando-se uma quantidade estatisticamente satisfatória de ensaios para maior confiabilidade dos resultados.

Tabela 2.6 – Exemplos de rochas utilizadas para lastro ferroviário

Tipo de rocha	Massa unitária (kN/m³)	Resistência à compressão (MPa)
Diabase	14,2	180 a 250
Basalto	14,9	250 a 400
Dioritos	13,6	170 a 300
Porfiritos de quartzo	13,2	180 a 300
Gnaise	14,0	48 a 230
Glauconita de quartzo	13,0	150 a 300
Quartzito	13,3	150 a 300
Granito	13,5	160 a 240
Fonolitos	12,5	170 a 250
Calcária	13,0	20 a 180
Escoria de alto forno	13,5	180 a 270

Fonte: adaptado de SCHRAMM, 1977

O comportamento mecânico do lastro tem forte influência da granulometria utilizada e deve levar em conta o preenchimento de grandes vazios para garantir a distribuição uniforme de tensões. Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), o lastro deve ter alta resistência ao cisalhamento para prover estabilidade e redução da deformação permanente. Tal condição é conseguida especificando-se uma granulometria bem graduada (o que não é a prática, mas será explicado), com finos ocupando os espaços entre os fragmentos maiores. Outra vantagem de faixas bem graduadas é a facilidade da transição granulométrica entre o lastro e o subleito, conforme visto anteriormente, uma vez que já existem partículas de menores dimensões. Em contrapartida, lastros bem graduados reduzem a permeabilidade devido aos menores espaços entre as partículas com potencial aumento da degradação da camada, além de segregarem durante o transporte e estocagem. Como o lastro deve ter alta permeabilidade para prover uma drenagem adequada, a condição é geralmente alcançada especificando-se uma granulometria uniforme, com maiores vazios.

Claramente os dois objetivos comentados são contrários do ponto de vista granulométrico, devendo as faixas ideais serem intermediárias entre as graduações uniforme e densa. Conforme SCHRAMM (1977), antigamente os lastros eram de pedras maiores, na faixa entre 35 a 70 mm ou maiores. No entanto, dada a utilização de equipamentos automáticos de socaria, que aumentam o índice de quebra dos fragmentos, reduziu-se a granulometria do lastro para faixas entre 12 e 63 mm, as vezes até aceitando

frações menores, pois fragmentos menores apresentam menor probabilidade de quebra e garantem uma melhor estabilidade da camada. Existe também o fato que quando um fragmento de grandes dimensões se quebra, a tendência é a geração de dois fragmentos menores do que um fragmento de dimensão intermediária.

VIZCARRA (2015) comenta que, de maneira geral, atualmente o tamanho dos fragmentos do lastro situam-se em torno de 10 a 50 mm. De acordo com as normas brasileiras ABNT NBR 5564 (2014) e VALEC (2012a), inclusive especificadas pelo DNIT, os fragmentos do lastro devem passar inteiramente na peneira de 50,8 mm e ficarem retidos na peneira de 12,7 mm, Tabela 2.7 e Figura 2.16. A faixa B da ABNT NBR 5564 (2014) é aquela que permite os maiores fragmentos de lastro, com maior probabilidade de quebra. Já a faixa da VALEC (2012a) é aquela que permite uma maior quantidade de fragmentos menores. Especificamente, a ABNT NBR 5564 (2014) divide a faixa granulométrica do lastro em dois padrões:

- a) A, para aplicação em linhas principais;
- b) B, para linhas de pátios.

Como exemplos de faixas de especificações estrangeiras, tem-se a Tabela 2.8 e Figura 2.17 para ferrovias australianas, Tabela 2.9 e Figura 2.18 para ferrovias norte americanas (AREMA) e a Tabela 2.10 e Figura 2.19 para ferrovias francesas. Em todas as especificações recomenda-se que a quantidade de material passante na peneira de abertura igual a 75 μ m seja menor ou igual a 1 %. As faixas A, C e D da AREMA (2013) são recomendadas para linhas principais, enquanto a faixa B é recomendada para as demais linhas, sendo essa última a mais bem graduada.

Em uma compilação realizada por INDRARATNA *et al.* (2011), é recomendada a faixa granulométrica da Tabela 2.11 e Figura 2.20, sendo também recomendado que o coeficiente de uniformidade (C_C) fique em torno de 2,3 a 2,6, provendo uma camada mais resistente e resiliente, sem causar impactos significativos na drenagem.

Tabela 2.7 – Faixa granulométrica para lastro conforme ABNT e VALEC

Abertura nominal da peneira (mm)	Porcentagem em massa acumulada retida (%)		
	Padrão VALEC	Padrão A	Padrão B
63,5	0	0 a 0	0 a 10
50,8	0 a 20	0 a 10	---
38,0	30 a 60	30 a 65	40 a 75
25,4	70 a 90	85 a 100	---
19,0	90 a 100	---	90 a 100
12,0	95 a 100	95 a 100	98 a 100

Fonte: adaptado de VALEC, 2012 e ABNT NBR 5564, 2011

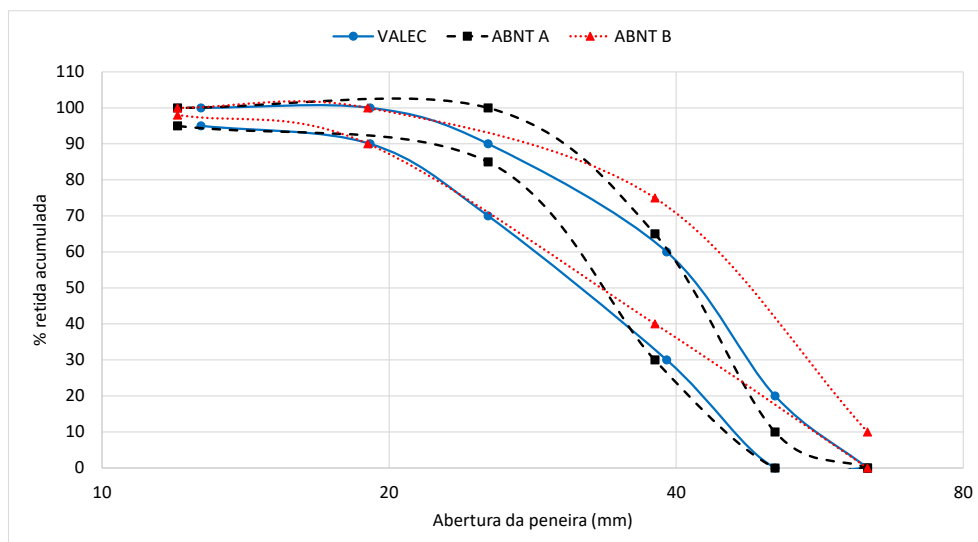


Tabela 2.8 – Faixas granulométricas para o lastro, norma australiana AS2758.7

Abertura da peneira (mm)	% passante em massa			
	Faixa I	Dormentes de aço	Faixa II	Bem graduada
63,0	100	100	---	---
53,0	85 a 100	95 a 100	100	100
37,5	20 a 65	35 a 70	90 a 100	70 a 100
26,5	0 a 20	15 a 30	20 a 55	---
19,0	0 a 5	5 a 15	0 a 15	40 a 60
13,2	0 a 2	0 a 10	---	---
9,5	---	0 a 1	0 a 5	10 a 30
4,75	0 a 1	---	0 a 1	0 a 20
1,18	---	---	---	0 a 10
0,075	0 a 1	0 a 1	0 a 1	0 a 1

Fonte: adaptado de INDRARATNA *et al.*, 2011

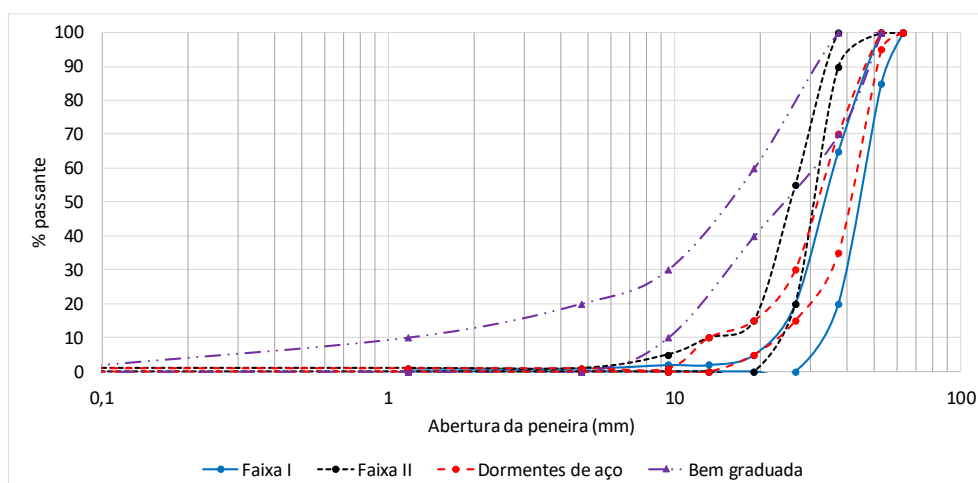


Figura 2.17 – Faixas granulométricas para o lastro, norma australiana AS2758.7

Tabela 2.9 – Faixas granulométricas para o lastro, norma Norte Americana AREMA

Abertura da peneira (mm)	% passante em massa			
	A	B	C	D
76,2	100	100	---	---
63,5	90 a 100	80 a 100	100	100
50,8	---	60 a 85	95 a 100	90 a 100
38,1	25 a 60	50 a 70	35 a 70	60 a 90
25,4	---	25 a 50	0 a 15	10 a 35
19,1	0 a 10	---	---	0 a 10
12,7	0 a 5	5 a 20	0 a 5	---
9,5	---	0 a 10	---	0 a 3
4,75	---	0 a 3	---	---

Fonte: adaptado de AREMA, 2013

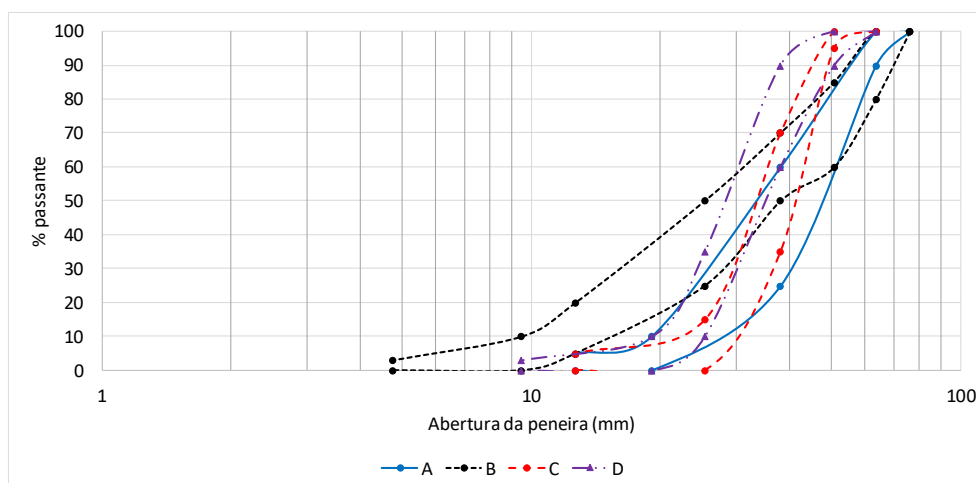


Figura 2.18 – Faixas granulométricas para o lastro, norma Norte Americana AREMA

Tabela 2.10 – Faixas granulométricas para o lastro nas ferrovias francesas

Abertura da peneira (mm)	% passante em massa	
	Padrão	Desejável
80	100	---
63	98	100
50	80-100	86-100
40	35-76	40-80
25	0-5	0-10
14	0	0

Fonte: adaptado de PROFILLIDIS, 2006

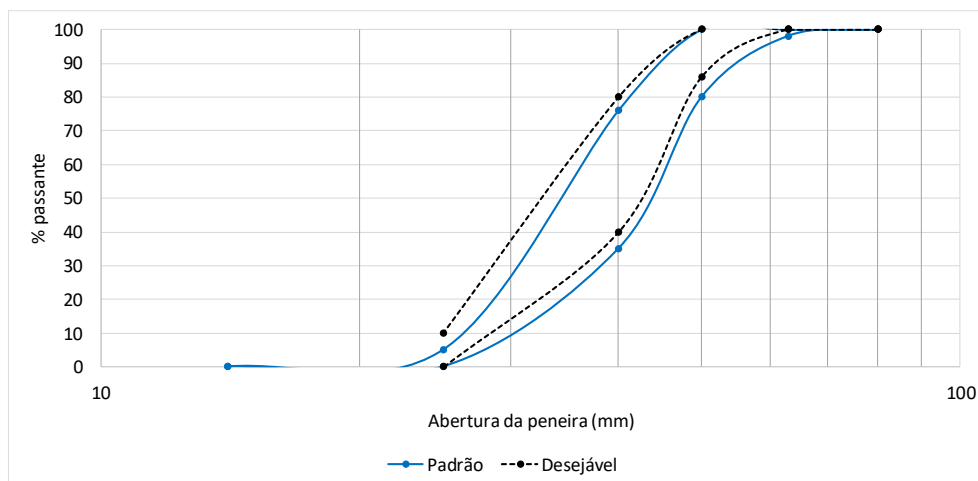


Figura 2.19 – Faixas granulométricas para o lastro nas ferrovias francesas

Tabela 2.11 – Faixa granulométrica para o lastro recomendada por INDRARATNA *et al.* (2011)

Abertura da peneira (mm)	% passante em massa
63,0	100
53,0	85 a 100
37,5	50 a 70
26,5	20 a 35
19,0	10 a 20
13,2	2 a 10
9,5	0 a 5
4,75	0 a 2
2,36	0

Fonte: adaptado de INDRARATNA *et al.*, 2011

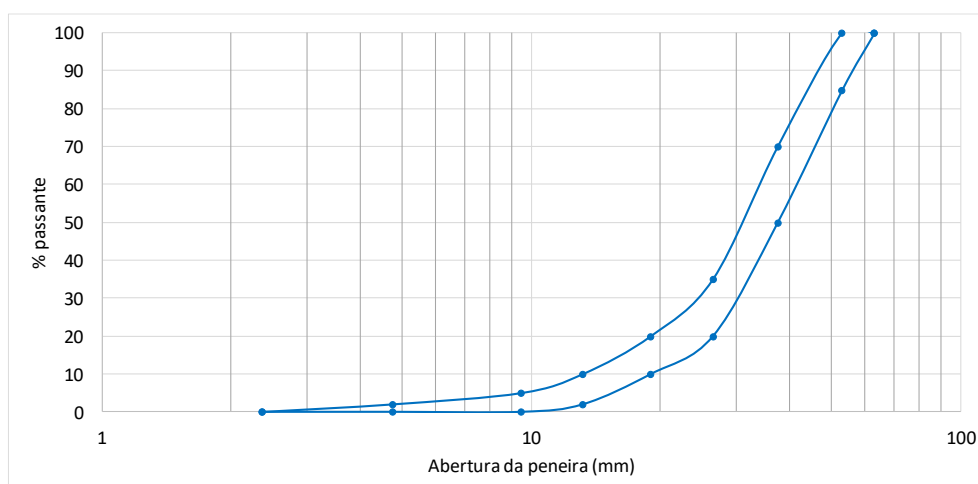


Figura 2.20 – Faixa granulométrica para o lastro recomendada por INDRARATNA *et al.* (2011)

A fim de comparar a granulometria recomendada por INDRARATNA *et al.* (2011), denominada Graduação A, com a granulometria da ABNT NBR 5564 (2014), padrão A, denominada Graduação B, VIZCARRA (2015) realizou ensaios triaxiais em caixa, desenvolvendo os gráficos da Figura 2.21. É possível perceber maior deformação

vertical para a granulometria brasileira (Graduação B) e acréscimo acentuado da deformação com o aumento da frequência de carga. Ou seja, o simples fato de alterar a granulometria do lastro já implica na alteração da deformação permanente no pavimento e no módulo de resiliência da camada.

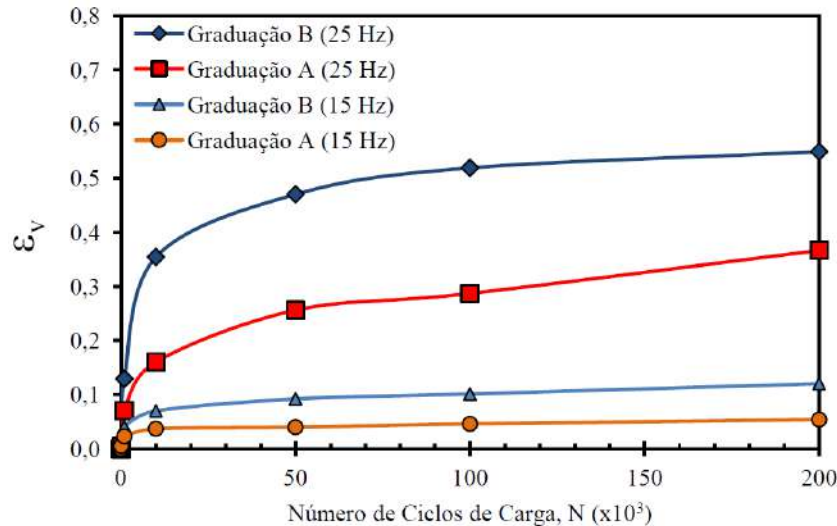


Figura 2.21 – Deformação permente vertical do lastro vs número de ciclos de carga para granulometrias e frequências diferentes

Fonte: VIZCARRA (2015)

Conforme SCHRAMM (1977), a camada de lastro quando completa apresenta espessuras usuais variando de 25 a 35 cm, mas em casos extremos existe uma espessura mínima que proporciona uma distribuição satisfatória das tensões oriundas do dormente para a plataforma, determinada de acordo com a equação (2.5). Tal equação apresenta valores em torno de 17 cm, sendo que a diferença no numerador representa o espaço livre entre dormentes, de tal maneira que quanto maior for o espaço livre, maior deverá ser a espessura do lastro. Segundo o autor, grandes espaçamentos entre dormentes agravado por uma espessura insuficiente do lastro facilita a penetração do solo no lastro, principalmente em plataformas de baixo suporte. Existem regiões no lastro onde não existem pressões verticais (lastro de berço, entre dormentes) e a pressão horizontal será maior que a vertical, facilitando a penetração de solo nos vazios do lastro.

$$h_{\min} = \frac{a - b}{2 \operatorname{tg}(\alpha)} \quad (2.5)$$

Onde:

h_{\min} = espessura mínima do lastro [L];

a = distância entre eixo dos dormentes no sentido longitudinal da via [L];

b = largura do dormente [L];

α = ângulo sob o qual se processa a distribuição das pressões (°).

SEÇÃO TIPO
(Tangente)

O diagrama ilustra a seção transversal de uma pista de rolamento de concreto em uma tangente. As camadas e dimensões são as seguintes:

- Corredor Lateral:** Indica as áreas laterais da pista.
- Dispositivo de Drenagem nos Cortes:** Elemento de drenagem nas áreas de corte.
- Dispositivo de Drenagem nos Aterros:** Elemento de drenagem nas áreas de aterro.
- LASTRO PADRÃO:** Camada de concreto padrão, com uma espessura de 30cm.
- SUBLASTRO:** Camada de base, com uma espessura de 20cm.
- SUBLEITO:** Camada de subleito.
- Dimensões:**
 - 30cm: Largura da pista de rolamento.
 - 280cm: Largura total da pista de rolamento.
 - 30cm: Largura da pista de rolamento.
 - 85cm: Largura da pista de rolamento.
 - 1,80: Largura da pista de rolamento.
 - 3: Inclinação lateral da pista de rolamento.
 - 2: Inclinação lateral da pista de rolamento.
 - 20cm: Espessura do subleito.
 - 1 = 3%: Inclinação transversal da pista de rolamento.
- Cota de Terraplenagem:** Indica a cota da superfície de terraplenagem.
- Cota do Proj. Geométrico = Cota de Subleito no Eixo:** Indica a cota do projeto geométrico, que é igual à cota do subleito no eixo.
- Alturas Mínimas:**
 - Mín. 4,45 Var. (Alt. Aterro): Altura mínima de aterro variável.
 - Mín. 4,45 Var. (Alt. Aterro): Altura mínima de aterro variável.

43

a espessura de lastro aumenta a probabilidade que sob os trilhos exista uma espessura de 30 cm.

De acordo com QUEIROZ (1990), no final do século XIX era comum a utilização de especificações empíricas para a determinação da espessura da camada de lastro. Na Alemanha, algumas chegavam a determinar a espessura da camada igual a distância entre dormentes mais 20 cm (resultando em uma espessura excessiva). Nos Estados Unidos considerava-se a distância entre centros dos dormentes mais uma espessura variável de 7,5 a 10 cm, resultando em espessuras da ordem de 40 a 60 cm (também excessiva em alguns casos). Fugindo do empirismo, menciona-se o método da Société National du Chemins de Fer (SNCF) na França, na década de 1970, Figura 2.23, baseado no CBR da plataforma e no tráfego de trens. As curvas de tráfego estão em sua maioria correlacionando um CBR menor que 20 %, ao passo que as normas brasileiras, a exemplo de VALEC (2012b), consideram este valor como o mínimo para o sublastro.

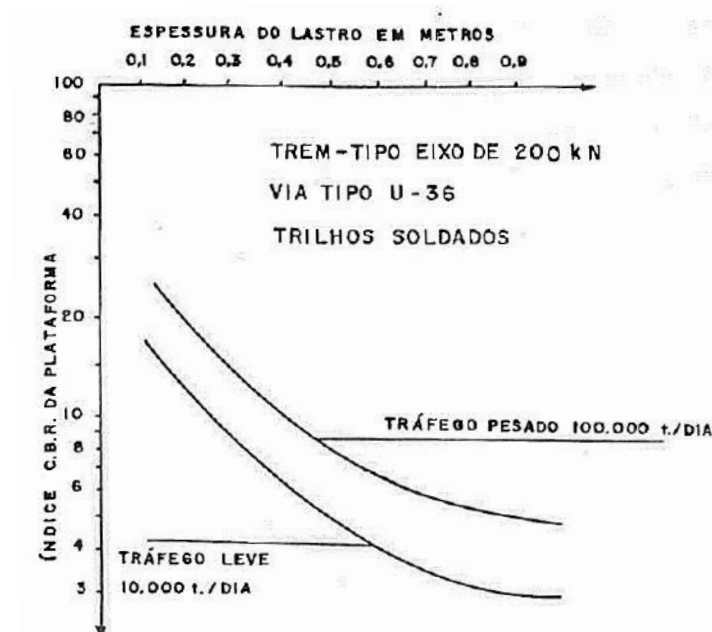


Figura 2.23 – Método CBR para determinação da espessura do lastro

Fonte: RIVES *et al.*, 1977¹⁰ *apud* QUEIROZ, 1990

Um dos primeiros métodos a correlacionar o tipo de solo com o módulo de elasticidade para ferrovias foi o desenvolvido por LÓPEZ PITA (1976)¹¹ *apud* QUEIROZ (1990). Com base em trabalhos experimentais na Rede Ferroviária Espanhola, em vias

¹⁰ RIVES, F. O.; PITA, A. L. & PUENTE, M. J. M. (1977). “Tratado de Ferrocarriles I - Via”. Madri. Ed. Rueda. 690p.

¹¹ PITA, A. L. (1976). “Estudio de la Deformabilidad del Sistema Balasto-Plataforma en Una via ferrea, bajo la Accion de Cargas Verticales”. Tesis M.Sc, Asociacion de Investigacion del Transporte (AIT), Madrid, Espanã.

compostas por trilhos TR-54, dormentes bi blocos RS espaçados em 60 cm e carga por eixo de 220 kN, a partir da classificação HRB ou Unificado do solo, estimava-se o módulo de elasticidade da plataforma em MPa multiplicando o CBR por 10, uma conhecida relação simplificada advinda de estudos em rodovias, desenvolvida por HEUKELOM e KLOMP (1962)¹². Tal relação pode ser incorreta para alguns solos brasileiros, como os lateríticos, pois a estimativa geralmente tem validade aproximada para solos com CBR até 12 %. Com o módulo de elasticidade, determina-se a espessura do lastro correlacionando a velocidade do trem com a tensão admissível da plataforma (Figura 2.24).

No Capítulo 3 serão apresentados métodos baseados na distribuição das tensões e em propriedades elásticas para a determinação da espessura do lastro. No momento é importante ter a consciência que até o desenvolvimento dos métodos mecânicos a determinação da espessura do lastro era (e em alguns lugares infelizmente ainda é) basicamente em função do CBR da plataforma, não sendo este o parâmetro ideal.

A grosso modo o CBR nada mais é do que a relação percentual da resistência à penetração de um pistão no material em análise em relação a um material padrão. A partir de dada espessura da camada em análise é uma tentativa de limitar a atuação de tensões acima das admissíveis nas camadas inferiores e não representa o estado de tensões e o tipo de carregado em que o pavimento ferroviário é solicitado. O correto é a utilização do módulo de resiliência, uma propriedade de rigidez dos materiais que pode ser utilizada na análise mecânica de sistemas de múltiplas camadas. O MR avalia a influência do estado de tensão, dos carregamentos cíclicos e de propriedades reológicas do material.

Conforme MOTTA (1991) e BERNUCCI *et al.* (2008), as vantagens do módulo de resiliência em relação ao CBR para dimensionamento de pavimentos são:

- a) é uma propriedade básica dos materiais, que pode ser utilizada na análise mecânica de sistemas de múltiplas camadas;
- b) o MR é um parâmetro utilizado internacionalmente para caracterizar materiais para o projeto de pavimentos e para a avaliação de desempenho;
- c) existem técnicas para estimar o MR em campo com testes rápidos e não destrutivos, fornecendo uma ferramenta poderosa para dimensionamento, reforço e análise de pavimentos já existentes;

¹² HEUKELOM, W.; KLOMP, A. J. G. (1962). "Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and After Construction". Proceedings, 1 International Conference of Structures Design of Asphalt Pavements, 1962, Ann Arbor, University of Michigan, p.667 – 79.

- d) apresenta grande influência do estado de tensões, principalmente em pedras britadas, areias e argilas, com diversos modelos definidos para diferentes tipos de materiais.

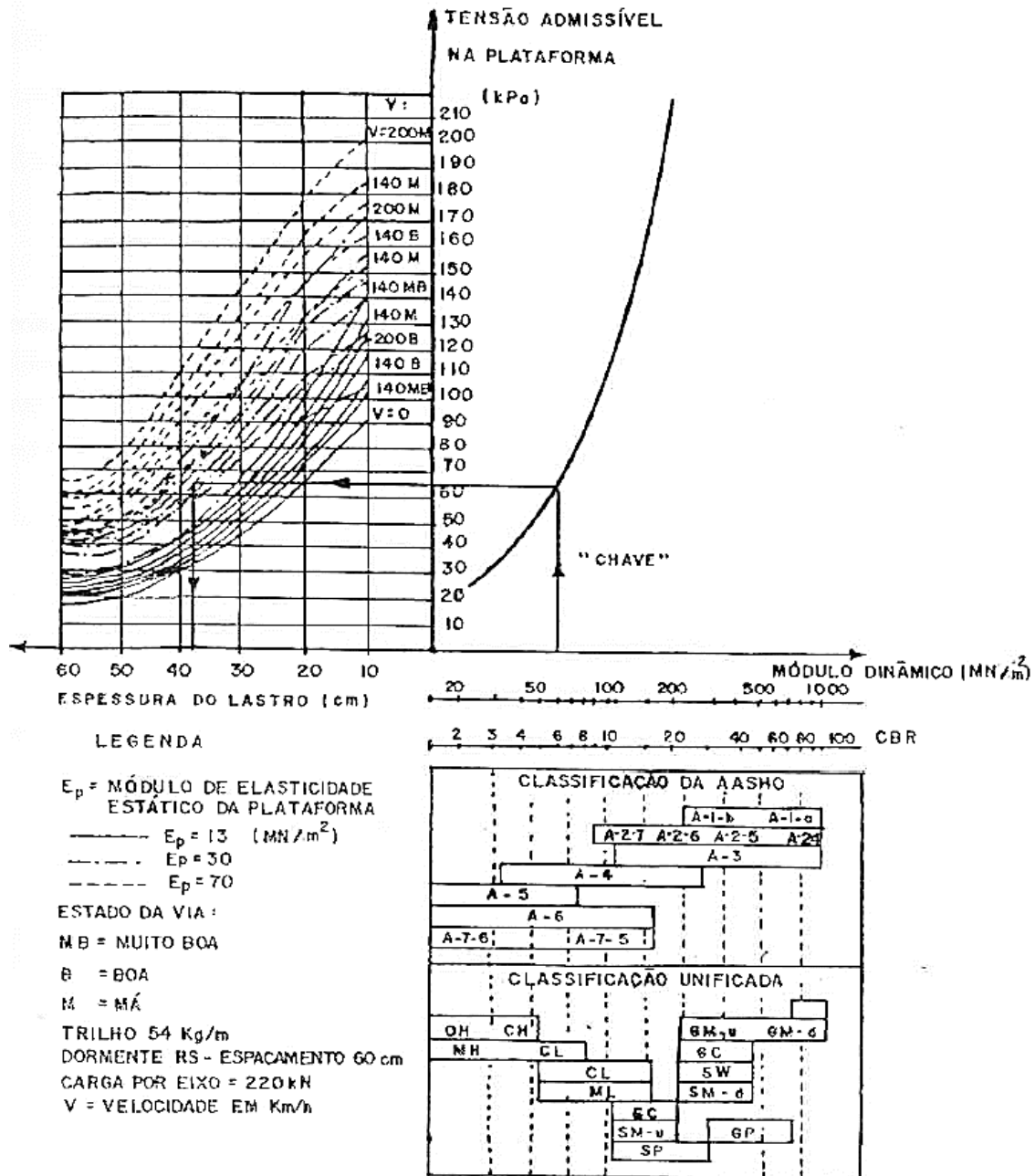


Figura 2.24 – Ábaco para determinação da espessura do lastro
Fonte: LÓPEZ PITA, 1976¹¹ apud QUEIROZ, 1990

A maioria dos materiais de pavimentação têm comportamento não linear, existindo diversos modelos para a previsão do MR, sendo os mais comuns:

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (2.6)$$

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \text{ ou } MR = P_a k_1 \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \quad (2.7)$$

$$MR = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (2.8)$$

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (2.9)$$

Onde:

σ_3 = tensão confinante [F][L]⁻²;

P_a = pressão atmosférica [F][L]⁻²;

θ = primeiro invariante de tensões, também conhecido como $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ [F][L]⁻².

k_1 , k_2 e k_3 = parâmetros do material obtidos no ensaio triaxial;

σ_d = tensão desvio [F][L]⁻².

Segundo KLINCEVICIUS (2011), a equação (2.6) é utilizada para representar o módulo de resiliência de materiais granulares, principalmente naqueles dependentes da tensão de confinamento, como a pedra britada para lastro. Conforme MEDINA e MOTTA (2015), a mesma equação também pode ser utilizada para materiais arenosos, com menos de 50 % passando na peneira de 74 μ m, de origem saprolítica (residual jovem) ou laterítica, além de sedimentar. Outros materiais granulares como solos areno-argilosos ajustam-se melhor à equação (2.7), conhecida como modelo k- θ . Em alguns materiais de pavimentação o módulo de resiliência é considerado não dependente do estado de tensões, como o caso do concreto betuminoso, mais dependente da temperatura, ou o solo-cimento e o solo-cal, que podem apresentar MR constante. Materiais argilosos com mais de 50 % passando na peneira de 74 μ m apresentam modelo matemático para a estimativa do MR conforme a equação (2.8). Para solos e britas em geral, pode-se utilizar a equação (2.9).

Ensaio de cargas repetidas, sejam em materiais do subleito, sublastro ou lastro, fornecem parâmetros de deformabilidade, necessários para o dimensionamento das camadas do pavimento ferroviário. Os ensaios de compressão axial e de cisalhamento direto fornecem a coesão e o ângulo de atrito interno para condições estáticas de ruptura, que na prática dos pavimentos não se aplicam aos defeitos estruturais correntes de fadiga e afundamentos. O mesmo ocorre para os ensaios triaxiais convencionais, que também não são adequados para a obtenção de parâmetros de pavimentos, pois são realizados em materiais saturados ou aplicam carregamentos estáticos, sendo que os pavimentos devem ser drenados e sofrem carregamentos repetitivos.

Como é sabido, os materiais geotécnicos apresentam comportamentos diferentes entre solicitações estáticas e dinâmicas, no entanto vários pesquisadores ainda utilizam em suas análises ensaios estáticos. Conforme MOTTA (1991), os ensaios estáticos

destinam-se a obter parâmetros para a definição da condição limite de solicitação que garanta que não ocorra a ruptura súbita do material por cisalhamento.

2.2.1.1 A geração de finos no lastro e a influência no comportamento mecânico

De acordo SELIG e WATERS (1994), o comportamento mecânico do pavimento ferroviário é influenciado principalmente pelas propriedades mecânicas do lastro. Tais propriedades modificam-se ao longo do tempo, principalmente com os vazios entre as partículas sendo preenchidos com materiais mais finos, que podem ser oriundos do próprio lastro, do material do subleito, do sublastro ou de cargas transportadas, como minério ou fosfato.

Ainda conforme SELIG e WATERS (1994), em um levantamento realizado nos Estados Unidos para verificar as origens dos finos no lastro, constatou-se que 76 % do material fino era proveniente do próprio lastro em virtude da quebra das partículas. Aproximadamente 13 % do material era oriundo do sublastro e de lastros antigos, 7 % era de materiais da superfície, 3 % do subleito e 1 % era oriundo da abrasão dos dormentes de concreto. Em outra análise, considerando partículas inferiores a 14 mm em Derby na Inglaterra, 48 % eram do próprio lastro, dos quais estimou-se que 20 % eram oriundos das operações de socaria, 21 % do atrito entre as partículas e o dormente e os 7 % restantes eram materiais oriundos de outros serviços de manutenção. Os 52 % restantes foram considerados como provenientes de outras fontes, como o próprio carregamento dos trens.

O lastro pode ser degradado por abrasão ou ruptura. Durante a passagem dos eixos é comum o levante da grade logo à frente a um eixo de referência, deslocando-a verticalmente para cima. Quando a roda avança o dormente é empurrado para baixo, gerando um impacto sobre o lastro e aplicando elevadas forças de atrito entre as partículas que podem quebrar ou se desgastar.

Conforme SILVA (2002), uma das consequências da quebra do lastro é a redução do volume até então ocupado pelos fragmentos logo abaixo do dormente, fazendo com que surja um vazio (gap) entre a base do dormente e a superfície do lastro. Quando o eixo do material rodante avança sobre o gap, a grade se desloca para baixo ocasionando um impacto no topo da camada de lastro, acentuando a quebra e a deformação permanente.

SPADA (2003) explica que a quebra do lastro ocasiona aumento da rigidez e sua massa unitária, consequentemente o estado tensão da camada. Quando os vazios do lastro estão preenchidos com finos o valor do coeficiente de uniformidade CU (que para lastros novos gira em torno de 4) é aproximadamente 36, sendo que lastros com CU maior que

36 apresentam acentuado decréscimo de estabilidade, uma vez que os finos começam a preponderar no comportamento tensão vs deformação.

Com o aumento dos finos no lastro o módulo de resiliência é alterado, ocorre a redução da porosidade e dos vazios, reduzindo a capacidade drenante da camada. A alteração da granulometria e da rigidez do pavimento resulta em aumento da deformação permanente e dificuldade na distribuição das tensões entre as partículas do lastro. A degradação do lastro também reduz a resistência da camada, gerando recalques diferenciais no topo da superestrutura, comprometendo o nivelamento e por consequência a estabilidade e a segurança dos veículos ferroviários.

De acordo com MERHEB *et al.* (2014), se a quantidade de finos estiver acima de 30 % da massa, até certo limite, haverá a redução do MR. Em contrapartida, excesso de finos no lastro podem aumentar de forma significativa o MR.

Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), as regiões de união dos trilhos por talas de junção quase sempre apresentam maior degradação do lastro devido ao contínuo impacto das rodas sobre as juntas. Para evitar esse problema, muitas ferrovias no mundo vêm adotado o trilho longo soldado (TLS).

Ainda de acordo com INDRARATNA *et al.* (2011), a quebra do lastro aumenta com o acréscimo da tensão confinante. Realizando experimentos em um mesmo nível de carregamento, os autores mostram um caso onde o aumento da tensão confinante de 1 kPa para 240 kPa ocasionou o aumento da quebra do lastro em torno de 10 vezes. Lastros saturados também apresentam um aumento da quebra em torno de 8 %, o que pode ser reduzido com a utilização de geossintéticos (em torno de 40 %).

Um estudo brasileiro no controle do fenômeno de degradação do lastro utilizando geossintéticos foi realizado por CUCONATO (1998). Segundo o autor, a quantidade de partículas menores que 6 mm em lastros novos deve estar restrita de 1 a 2 % do peso total da amostra e entre as várias aplicabilidades dos geossintéticos, menciona-se:

- a) a utilização de geotêxtil entre o lastro e a camada de solo para evitar o bombeamento de finos ascendente para o lastro;
- b) o isolamento ou reforço de camadas, inclusive entre lastros novos e antigos para preservar novas camadas.

Outra maneira de gerar finos no lastro é apontada por KLINCEVICIUS (2011), proveniente da própria operação de manutenção. Durante a socaria mecanizada, as pontas vibratórias do equipamento aplicam elevadas tensões que podem quebrar o lastro. Tal

consequência pode inclusive ocorrer em lastros novos, aprovado em todos ensaios mecânicos, conforme demonstra a Figura 2.25, obtida em uma obra sob responsabilidade do autor desta tese. Os elementos finos gerados colmatam o lastro, cimentando ou formando uma lama que age como lubrificante entre as partículas na presença de água, facilitando a movimentação do lastro devido ao atrito reduzido e aumentando a deformação permanente. O efeito é majorado pelo bombeamento de finos do sublastro ou do subleito para o lastro, decorrente da presença de água acumulada no pavimento.

As combinações dos fatores citados reduzem a capacidade de suporte do subleito e a resistência lateral do lastro, de fato gerando uma lama. Com a passagem dos veículos ferroviários, essa lama é bombeada para cima, ocupando todos os vazios do lastro e acelerando ainda mais a sua degradação. Quando o lastro está totalmente comprometido e saturado, a cada solicitação do material rodante ocorre aumento da pressão hidráulica e o jateamento de material abrasivo contra os demais componentes da superestrutura, podendo até ocasionar a erosão dos dormentes de concreto.



Figura 2.25 – Finos no lastro de rocha basáltica oriundos da própria quebra do material após a compactação mecanizada, lastro novo

Conforme SILVA (2002), o grau de preenchimento dos vazios do lastro e o tipo de contaminante são variáveis importantes no comportamento do lastro colmatado. Quando a colmatação é ocasionada por partículas com granulometria equivalente a areia ou superior, em quantidade adequada, haverá a tendência do aumento da resistência ao cisalhamento e da rigidez, gerando deformações permanentes menores. Quando a colmatação se dá pela presença de finos argilosos e siltsos em grande quantidade, haverá dificuldade para as operações de socaria. Se o material degradante estiver saturado, poderá ocorrer deformações maiores, tanto as resilientes quanto as permanentes.

Mesmo ocorrendo deformações permanentes com a socaria do lastro em virtude da quebra dos fragmentos, essas são de maior magnitude nas primeiras atividades de

socaria ao longo da vida útil do lastro, tendendo à estabilização. Na Figura 2.26 de LI *et al.* (2015), na primeira socaria constata-se um pico na deformação do lastro de aproximadamente 3 mm, subindo para aproximadamente 7 mm na segunda socaria após um ano e novamente subindo para aproximadamente 8,5 mm no segundo ano. No primeiro ano houve um aumento na deformação permanente de aproximadamente 133 % em relação ao ano zero, reduzido para aproximadamente 21 % no segundo ano em relação ao primeiro ano.

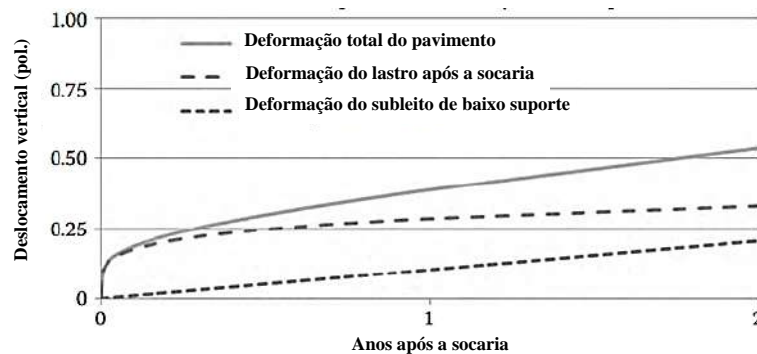


Figura 2.26 – Deformações permanentes em vias após atividades de socaria no lastro
Fonte: adaptado de LI *et al.*, 2015

Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), nos dimensionamentos convencionais do pavimento ferroviário a degradação do lastro é geralmente negligenciada. Isso ocorre devido às formulações empíricas utilizadas, que podem levar a construções inadequadas e inevitavelmente frequentes custos de manutenção. A degradação do lastro é umas das principais causas da deterioração da geometria da via. A quebra dos fragmentos reduz o ângulo de atrito interno do material e consequentemente a resistência ao cisalhamento da camada. Os finos no lastro também dificultam a drenagem da via, ocasionando a saturação do material, redução da permeabilidade e, mais uma vez, a resistência ao cisalhamento.

Analizando lastros degradados com finos de carvão em ensaios triaxiais em caixa, INDRARATNA *et al.* (2013) aplicaram tensões $\sigma_2 = 10$ kPa, $\sigma_3 = 7$ kPa e σ_d entre 45 a 420 kPa a uma frequência de 15 Hz. Como resultado, constatou-se maior deformação vertical para lastros com maior percentagem de finos, no caso 40 % maior para finos que preenchem 70 % dos vazios em relação a lastros sem presença de finos (que apresentaram a maior deformação volumétrica), após 500 mil ciclos de carga. Para conseguir um lastro degradado, VIZCARRA (2015) aplicou 200.000 ciclos de carga em ensaios triaxiais com frequências de 15 e 25 Hz.

A mensuração da degradação do lastro é usualmente realizada por dois parâmetros:

- a) o primeiro conhecido como índice de degradação, do inglês “*fouling index*”, introduzido por SELIG e WATERS (1994) e determinado conforme a equação (2.10). Diferentes níveis de degradação são apresentados na Tabela 2.12;
- b) o segundo conhecido como razão relativa de degradação do lastro (R_{bf}), apresentado por INDRARATNA *et al.* (2011) e determinado conforme a equação (2.11). Diferentes níveis de degradação são apresentados na Tabela 2.13.

$$FI = P_4 + P_{200} \quad (2.10)$$

$$R_{bf} = \frac{M_f \frac{G_{sb}}{G_{sf}}}{M_b} \quad (2.11)$$

Onde:

P_4 = % de partículas do lastro passando na peneira de nº 4 (4,75 mm);

P_{200} = % de partículas do lastro passando na peneira de nº 200 (0,075 mm).

M_f = massa seca das partículas degradadas do lastro, passando na peneira com abertura de 9,5 mm;

M_b = massa seca das partículas do lastro, retidas na peneira com abertura de 9,5 mm;

G_{sf} = massa específica do material degradado (M_f);

G_{sb} = massa específica do lastro (M_b).

Tabela 2.12 – Diferentes níveis de degradação do lastro conforme o FI

Categoria	<i>Fouling Index</i> (%)	Coefficiente de permeabilidade representativo (mm/s)
Limpo	< 1	25 a 50
Moderadamente limpo	1 a 9	2,5 a 25
Moderadamente degradado	10 a 19	1,5 a 2,5
Degradado	20 a 39	0,005 a 1,5
Altamente degradado	> 39	< 0,005

Fonte: adaptado de INDRARATNA *et al.*, 2011

Tabela 2.13 – Diferentes níveis de degradação do lastro conforme a R_{bf}

Categoria	Percentagem de degradação (%)	R_{bf} (%)
Limpo	< 2	< 2
Moderadamente limpo	2 a < 9,5	2 a < 10
Moderadamente degradado	9,5 a < 17,5	10 a < 20
Degradado	17,5 a < 34	20 a < 50
Altamente degradado	≥ 34	≥ 50

Fonte: adaptado de INDRARATNA *et al.*, 2011

2.2.1.2 Ensaios triaxiais no lastro e a influência no MR

Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), o comportamento mecânico do lastro é regido por quatro fatores:

- a) características constitutivas das partículas, como o tamanho, rugosidade superficial e resistência ao esmagamento e ao atrito;
- b) propriedades de massa e do conjunto granulométrico, como a distribuição granulométrica, percentagem de vazios, saturação e massa específica aparente;
- c) características de tensão, como a história de tensões, estado de tensão e o caminho das tensões;
- d) degradação das partículas, que é uma combinação de efeitos das propriedades dos agregados e das tensões. Um lastro de mesma origem geológica em diferentes níveis de degradação poderá apresentar diferentes comportamentos mecânicos.

Dos fatores mencionados que regem o comportamento da camada, atualmente o ensaio mais adequado do ponto de vista de simulação das tensões e degradação mecânica é o triaxial de cargas repetidas, com determinação do MR e da deformação permanente. A dificuldade do ensaio está no tamanho dos fragmentos de rocha que compõem o lastro, necessitando de equipamentos triaxiais de grande porte.

No Brasil menciona-se o pioneirismo de MERHEB *et al.* (2014), que construíram um equipamento de grande porte, apresentado na Figura 2.27. Para um equipamento dessa dimensão, têm-se dificuldades no manuseio do corpo de prova, necessidade de aplicação de cargas elevadas, controle da frequência e estabilidade. Atualmente no Brasil ainda não existem normas específicas para ensaios triaxiais, deformações permanentes e limites do módulo de resiliência para o lastro, fazendo com que os ensaios realizados sejam procedidos e analisados conforme a necessidade do interessado.

De acordo com estudos de KLINCEVICIUS (2011), o diâmetro mínimo do corpo de prova para ensaios triaxiais de lastro deve ser igual a 6 vezes a dimensão máxima do agregado. Analisando as faixas granulométricas, como foi apresentado na seção 2.2.1, pode-se dizer que existem 3 padrões de dimensões máximas do agregado para lastro: mínimo de 39 mm; usualmente 51 mm; e no máximo 63,5 mm. Para uma dimensão máxima de 63,5 mm é necessário um equipamento com capacidade de ensaiar corpos de prova com no mínimo 38,1 cm de diâmetro e 76,2 cm de altura (considerando uma relação

altura-diâmetro de 2:1, que reduz o efeito do atrito nas extremidades do corpo de prova). Para uma dimensão máxima de 51 mm, o corpo de prova deverá ter no mínimo 30,6 cm de diâmetro e 61,2 cm de altura. Para 39 mm de diâmetro máximo do agregado, no mínimo 23,4 cm de diâmetro e 46,8 cm de altura.



Figura 2.27 – Triaxial em lastro no equipamento de grande porte
Fonte: MERHEB *et al.*, 2014

Na impossibilidade de acesso a um equipamento de grande porte, KLINCEVICIUS (2011) sugere a realização de ensaios em equipamentos triaxiais convencionais utilizando a técnica da decalagem, Figura 2.28, reduzindo a escala da granulometria do agregado, mantendo-se o paralelismo tanto da percentagem acumulada, quando da percentagem individual de cada fração granulométrica.

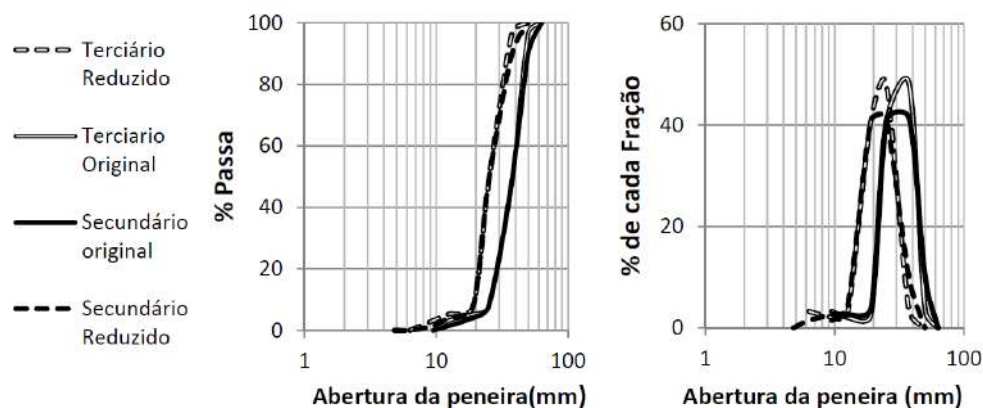


Figura 2.28 – Translação da curva granulométrica dos materiais de lastro ensaiados por
Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

Este método pode apresentar diferenças nos resultados em virtude da maior resistência observada em partículas menores, com leve aumento do MR em virtude da redução dos vazios na mudança da granulometria. Corroborando com o fato, segundo INDRARATNA *et al.* (2011) o MR do lastro tende a diminuir e a deformação permanente

aumentar com o acréscimo do tamanho dos fragmentos, comportamento comprovado em ensaios triaxiais com várias pressões de confinamento e granulometrias.

Utilizando a equação (2.12) e a partir das tensões desvio e confinante em ensaios triaxiais estáticos, é possível estimar o ângulo de atrito do lastro. Como as variações nas tensões alteram o ângulo de atrito interno, recomenda-se manter a razão σ_d/σ_3 nas sequências de ensaios em um mesmo corpo de prova, porque dessa maneira a amostra é menos perturbada por tensões anteriormente aplicadas.

$$\phi = \arcsen\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_3 + \sigma_d}\right) \rightarrow \text{se } \frac{\sigma_d}{\sigma_3} = k \rightarrow \phi = \arcsen\left(\frac{k}{2+k}\right) \quad (2.12)$$

Onde:

ϕ = ângulo de atrito interno da amostra (°);

σ_d = tensão desvio [F][L]⁻²;

σ_3 = tensão confinante [F][L]⁻².

No intuito de avaliar o melhor modelo para a estimativa do módulo de resiliência do lastro e utilizando a técnica da decalagem, KLINCEVICIUS (2011) realizou ensaios triaxiais em pedras para lastro oriundas de britadores terciários e secundários. Foram utilizados agregados com diâmetro máximo de 37,5 mm e corpos de prova com 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura, além das razões σ_d/σ_3 iguais a 0,5, 0,9, 1,2, 1,5, e 1,8, simulando os ângulos de atrito interno de 12, 18, 23, 27 e 30°. A tensão confinante variou entre 34, 69, 103 e 138 kPa e os resultados são apresentados na Figura 2.29.

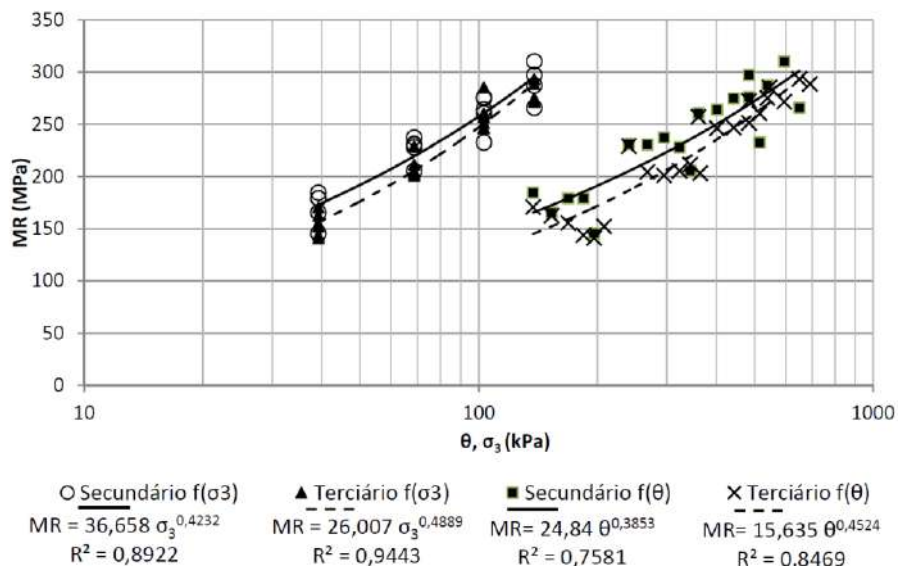


Figura 2.29 – MR de lastros obtidos por KLINCEVICIUS, 2011

Considerando o melhor R² da Figura 2.29, o modelo k- σ_3 dependente da tensão confinante apresentou o melhor ajuste às características do lastro em relação ao modelo

$k-\theta$, dependente do primeiro invariante de tensões. Isso ocorre devido ao fato do material ser essencialmente granular e não ter coesão, fazendo com que exista uma forte dependência da tensão confinante.

Diferentes tipos de lastros e subleitos foram analisados por SADEGHI (1997), Tabela 2.14, enquadrados no modelo da equação (2.7).

Tabela 2.14 – Valores propostos por SADEGHI (1997) para k_1 e k_2 no modelo

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \text{ (MPa)}$$

Descrição dos materiais de lastro e subleito	k_1	k_2
Silte argiloso arenoso com pouca mica	16,12	0,282
Areia fina siltosa	17,01	0,300
Mistura com 40 % de silte fino e 60 % de basalto britado	20,45	0,311
Mistura com 21 % de areia siltosa e 79 % de granito britado	19,81	0,362
Granito britado com 22 % de finos	20,77	0,322
Granito britado com 12,5 % de finos	12,34	0,482
Granito britado com 3 % de finos	11,99	0,522
Basalto britado com 22 % de finos	19,04	0,333
Basalto britado com 13 % de finos	17,78	0,455
Basalto britado com 5 % de finos	10,43	0,621
Areia siltosa estabilizada com 50 % de cimento	43,78	0,175
Mistura de 40 % de silte fino com 50 % de basalto britado, estabilizado com 10 % de cimento	31,23	0,297

Fonte: adaptada de SADEGHI, 1997

Conforme INDRARATNA *et al.* (2011), maior rugosidade superficial no agregado também aumenta o MR, reduzindo a deformação permanente. No entanto, a rugosidade superficial é maior em agregados novos, uma vez que com o uso do pavimento ferroviário ocorre o desgaste da superfície dos fragmentos e a redução do atrito superficial. A redução do atrito superficial aliada a quebra dos fragmentos ocasiona a redução do ângulo de atrito interno do lastro e a sua resistência ao cisalhamento.

Para MEDINA e MOTTA (2015), outro problema em ensaios triaxiais em lastro é a definição da tensão confinante a ser adotada, geralmente reduzida. A falta de contenção lateral e superior do lastro traz maior risco de se atingir a envoltória de tensões de ruptura por cisalhamento. Em ensaios triaxiais com corpos de prova cilíndricos, MERHEB *et al.* (2014) consideraram uma tensão confinante padrão de 65 kPa e durante os ciclos de carga a tensão confinante mínima foi de 45 kPa. Em ensaios triaxiais em caixas, VIZCARRA (2015) considerou uma tensão lateral no lastro de 10 kPa, restringindo o movimento na direção longitudinal da via.

Para LACKENBY *et al.* (2007), KLINCEVICIUS (2011) e MERHEB (2014) a variação da tensão de confinamento no lastro pode influenciar fortemente o MR da camada, conforme apresentado na Figura 2.30.

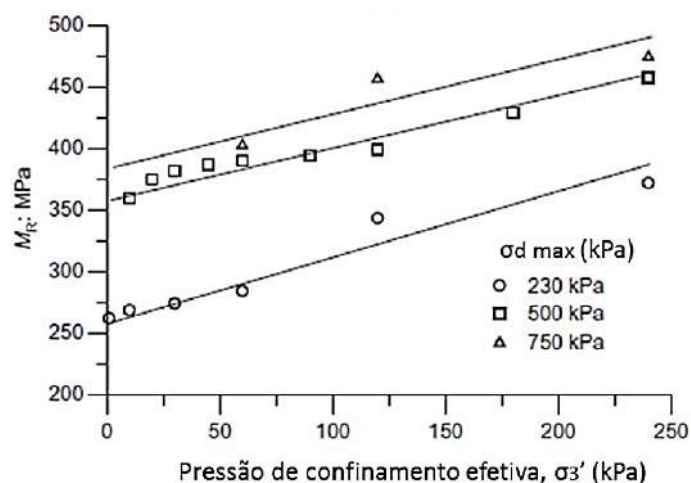


Figura 2.30 – Variação do MR do lastro em função da pressão confinante

Fonte: LACKENBY *et al.*, 2007

Para INDRARATNA *et al.* (2011), quando maior a tensão confinante, maior a deformação volumétrica do lastro, porém menor a deformação axial (Figura 2.31). Em vários ensaios os autores consideraram uma tensão confinante variando de 30 a 45 kPa. Para tensões confinantes mantidas a valores menores que 300 kPa, o lastro apresenta ângulo de atrito interno levemente decrescente com o aumento do tamanho dos fragmentos. Para tensões confinantes maiores que 400 kPa a variação do ângulo de atrito interno com o aumento do tamanho das partículas pode ser de negligenciado. Para uma mesma granulometria do lastro, o ângulo de atrito interno tende a diminuir com o aumento da tensão confinante. Como na prática a tensão confinante do lastro raramente ultrapassa 300 kPa, conclui-se que o aumento do tamanho dos fragmentos do lastro ocasiona maior instabilidade da via. Um lastro que tinha $\phi = 60^\circ$, apresentou $\phi = 50^\circ$ quando a tensão confinante foi 10 vezes maior. Essa característica está associada ao ângulo de dilatância do material granular, que é mais pronunciado a baixos estados de tensões. Os autores consideram como válido o ângulo de dilatância de aproximadamente 13° e um ângulo de atrito externo aparente de aproximadamente 58° , resultando em um ângulo de atrito interno de aproximadamente 45° .

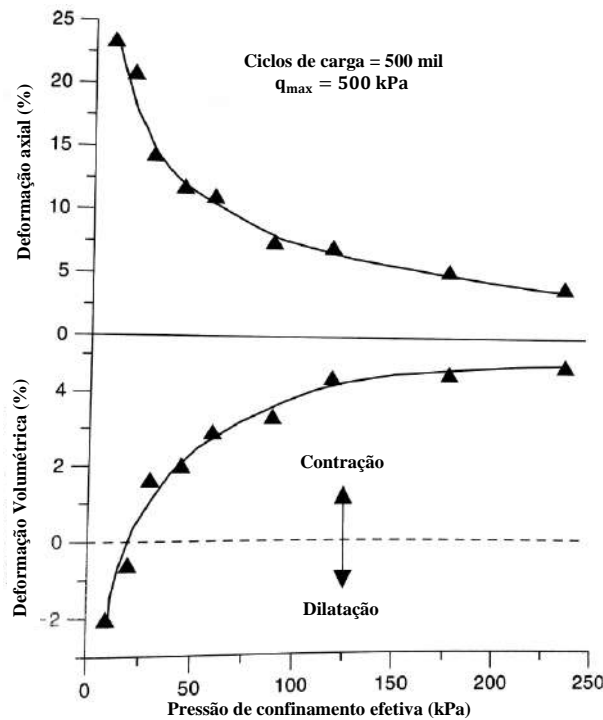


Figura 2.31 – Influência da pressão de confinamento na deformação axial e volumétrica do lastro sobre carga cíclica
INDRARATNA *et al.*, 2011

Estudos de ROBNETT *et al.* (1975)¹³ *apud* QUEIROZ (1990), utilizando o método dos elementos finitos (MEF) para avaliar a variação do ângulo de atrito interno (entre 30° e 40°) de lastros de pedra britada, apontaram que maiores valores de ϕ proporcionam uma melhor distribuição de tensões com o aumento da espessura.

LI *et al.* (2015) dizem que o lastro quando limpo apresenta ângulo de atrito interno variando entre 40° e 55°. Para tensões normais menores que 400 kPa, aplicáveis a ferrovias, INDRARATNA *et al.* (1998) apresentam a relação entre a tensão normal efetiva e o ângulo de atrito externo aparente efetivo mobilizado (ϕ'_p), conforme a equação (2.13), com valores de ϕ'_p quase sempre maiores que 40°. O segundo termo da expressão (2.13) reflete o efeito combinado do rearranjo das partículas, dilatância e da degradação das partículas para a tensão normal aplicada. Para basaltos com $\phi'_i = 35^\circ$, os coeficientes c e d são respectivamente 31,9 e -0,002, permitindo a plotagem do gráfico da Figura 2.32.

$$\phi'_p = \phi'_i + c \exp(d \sigma'_n) \quad (2.13)$$

Onde:

ϕ'_i = ângulo de atrito interno efetivo, em graus;

σ'_n = tensão normal efetiva [F][L]⁻²;

¹³ ROBNETT, Q.L., THOMPSON, M.R., KNUTSON, R.M., and TAYABJI, S.D.(1975). "Development of a structural model and materials evaluation procedures". Ballast and Foundation Materials Reserach Program, University of Illinois, report to FRA of US/DOT, Report No. DOT-FR-30338, May.

c, d = parâmetros do modelo.

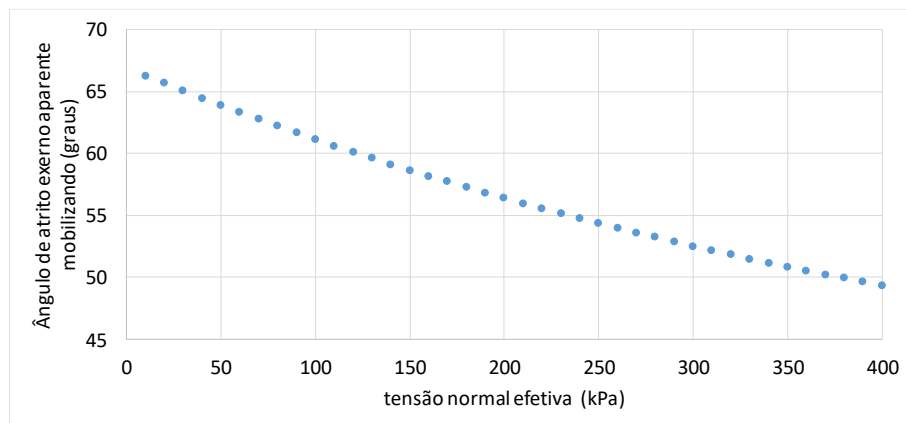


Figura 2.32 – Relação entre a tensão normal efetiva e o ângulo de atrito externo aparente mobilizado para lastro basáltico

Fonte: a partir da relação fornecida por INDRARATNA *et al.* (1998)

Em um interessante trabalho no intuito de avaliar a interface sublastro-lastro, BIAN *et al.* (2016) realizam ensaios triaxiais em corpos de prova de sublastro, lastro e sublastro-lastro representados na Figura 2.33. Foram utilizados dois níveis de graus de compactação (CG), a 90 % e a 98 % da máxima massa específica aparente seca de cada material:

- lastro com máxima massa específica aparente seca igual a 16,20 kN/m³ e 0,4 % de umidade durante o ensaio;
- e do sublastro com máxima massa específica aparente seca igual a 22,70 kN/m³ e 0,8 % de umidade durante o ensaio.

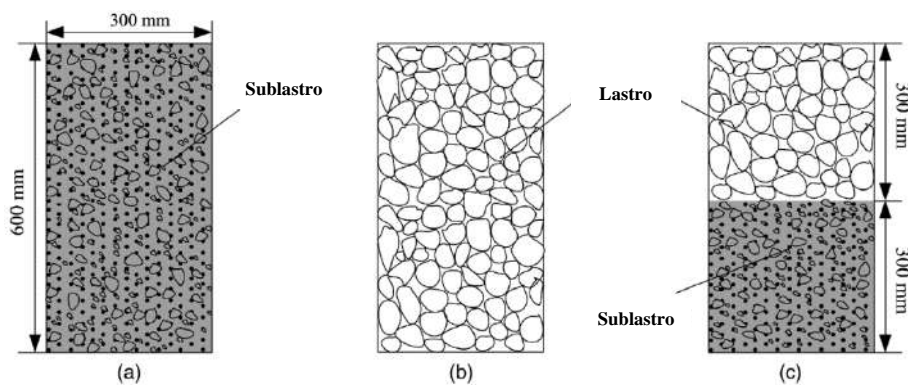


Figura 2.33 – Esquema de ensaios triaxiais realizados por BIAN *et al.* (2016)

Fonte: adaptado de BIAN *et al.*, 2016

O padrão de carregamento utilizado por BIAN *et al.* (2016), apresentado na Figura 2.34, foi desenvolvido após análises de campo com trens em movimento: a tensão desvio de 250 kPa simula um trem com 250 kN/eixo; a tensão inicial de 20 kPa é em referência ao peso próprio da grade ferroviária. As pressões confinantes variaram entre 80, 120 e

160 kPa, e 10 mil ciclos de carga foram necessários para alcançar o início da estabilidade do lastro. No CP lastro-sublastro com 90 % de compactação, ocorreu uma deformação axial de 1,6 %, contra 0,4 % de deformação axial para uma compactação de 98 %.

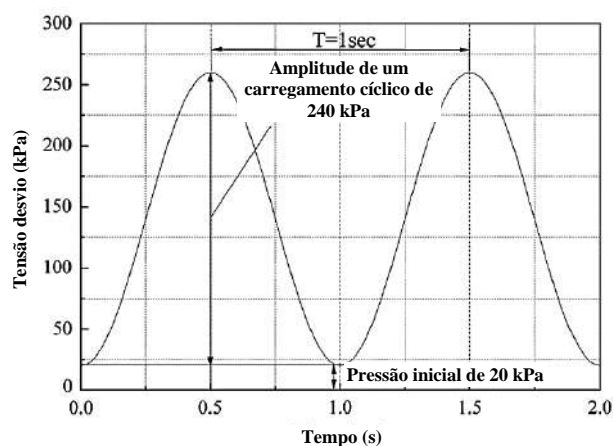


Figura 2.34 – Padrão de carregamento em ensaios triaxiais realizados por BIAN *et al.* (2016)

Fonte: BIAN *et al.*, 2016

Conforme demonstrado na Figura 2.35, para qualquer tensão confinante e compactação, o corpo de prova (CP) contendo apenas lastro sempre teve a maior deformação axial e o CP contendo apenas sublastro a menor deformação axial. O espécime compósito com lastro-sublastro, como esperado, apresenta deformação equivalente entre o lastro e o sublastro, porém sua curva tende à curva do sublastro, mostrando o poder de influência de materiais com menor granulometria na interface. À medida que é aumentada a tensão confinante, tem-se a redução da deformação, com aumento do número de ciclos. A maior deformação volumétrica é encontrada no lastro, que tem maior volume de vazios, que nesse aspecto rege o comportamento do conjunto. O combinado lastro-sublastro com interface ideal trata-se de simulações numéricas a partir das propriedades obtidas separadamente nos ensaios com lastro e sublastro.

Na Figura 2.36 mostra-se a variação do módulo de resiliência com o aumento do número de ciclos de carga. Para 90 % de GC, o sistema lastro-sublastro apresenta os menores MR, aumentando em torno de 50 MPa entre 1 a 10 mil ciclos de carga a cada acréscimo de 40 kPa na tensão confinante. Para ambos os níveis de compactação, os módulos de resiliência individuais do lastro e sublastro são parecidos, variando aproximadamente entre 250 e 450 MPa. Contudo, a tendência é de aumento do MR com o aumento da compactação e do número de ciclos de carga. Ou seja, o aumento do tráfego deixa o pavimento ferroviário mais rígido, principalmente pela quebra dos fragmentos do lastro. Logo, as intervenções de manutenção também têm o objetivo de devolver à via

determinada flexibilidade. No corpo de prova contendo lastro, a deformação permanente volumétrica em função da quebra do lastro foi de aproximadamente 3,6 % do volume total após 10 mil ciclos de carga.

Na Figura 2.35 e Figura 2.36, no estágio I o MR e a deformação permanente predominantemente mantêm-se constantes. No estágio II, com a redução dos vazios e acréscimo dos contatos entre as partículas, ocorre significativo acréscimo do módulo resiliente e da deformação axial, mas com decréscimo da deformação volumétrica. Logo não se deve confundir a deformação axial com a volumétrica, pois o aumento do MR do lastro ocorre simultaneamente com o aumento da deformação axial, mas com a redução do volume do material. No estágio III inicia-se outro nível de estabilidade, remetendo o assunto à teoria do “*Shakedown*”, apresentada com maiores detalhes no Capítulo 3.

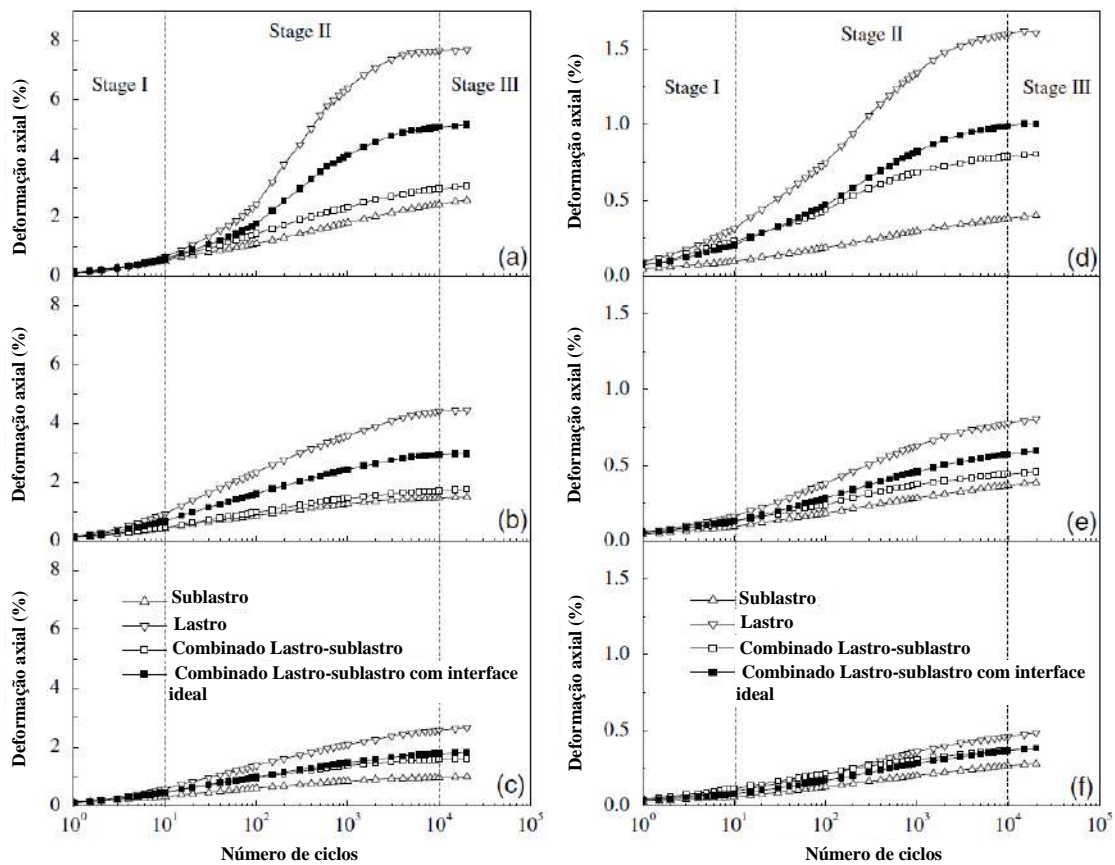


Figura 2.35 – Deformação axial dos corpos de prova vs número de ciclos de carga. Espécimes (a), (b) e (c) com 90 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente. Espécimes (d), (e) e (f) com 98 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente

Fonte: adaptado de BIAN *et al.*, 2016

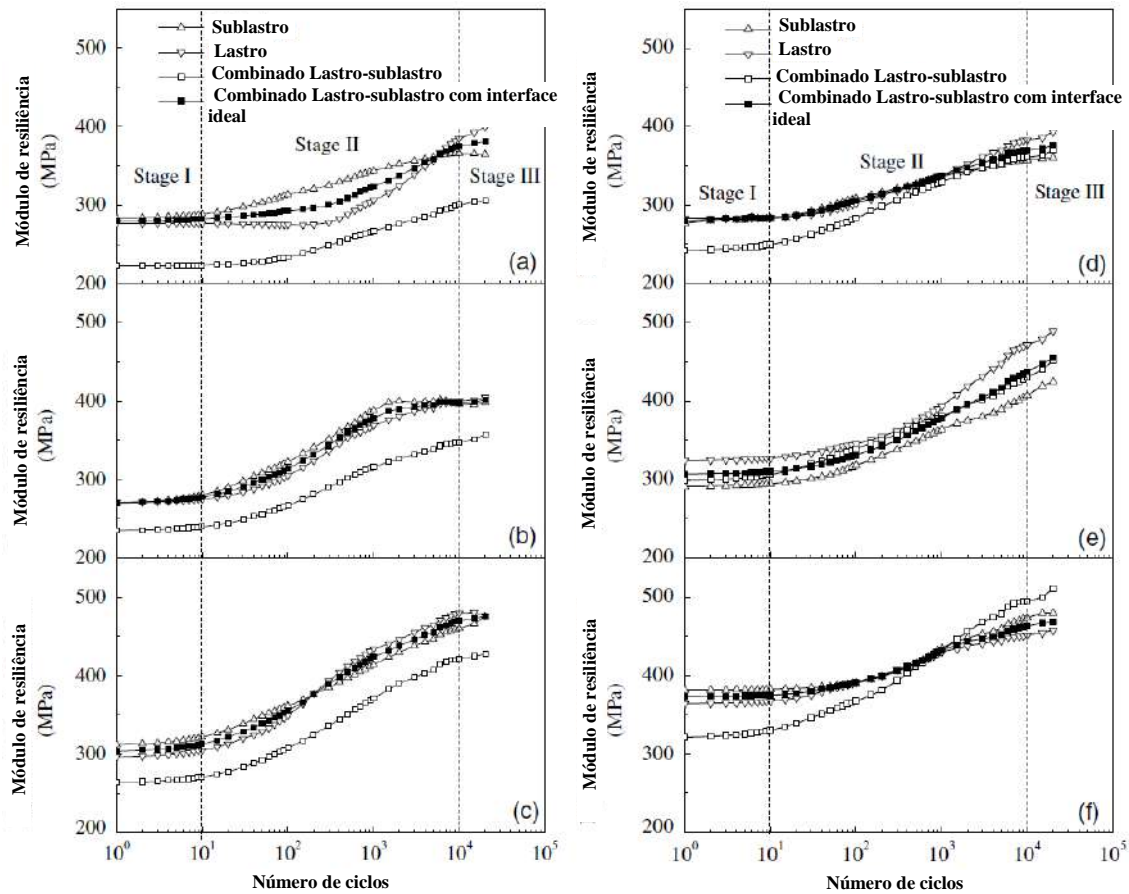


Figura 2.36 – MR vs número de ciclos de carga. Espécimes (a), (b) e (c) com 90 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente. Espécimes (d), (e) e (f) com 98 % de GC e 80, 120 e 160 kPa de tensão confinante, respectivamente

Fonte: adaptado de BIAN *et al.*, 2016

BIAN *et al.* (2016) indicam que o MR do conjunto lastro-sublastro pode ser estimado utilizando a equação (2.14). Essa relação vem do ensaio apresentado e comparações com valores de campo devem ser realizados.

$$E_{LS} = \frac{2 E_L E_S}{E_L + E_S} \quad (2.14)$$

Onde:

E_L = módulo de resiliência do lastro $[F][L]^{-2}$;

E_S = módulo de resiliência do sublastro $[F][L]^{-2}$.

Ainda analisando os resultados obtidos por BIAN *et al.* (2016), o aumento da compactação aumentou o ângulo de atrito interno, Figura 2.37. Baixas tensões confinantes alteram de maneira significativa o ângulo de atrito do lastro, diferente do que ocorreu com sublastro.

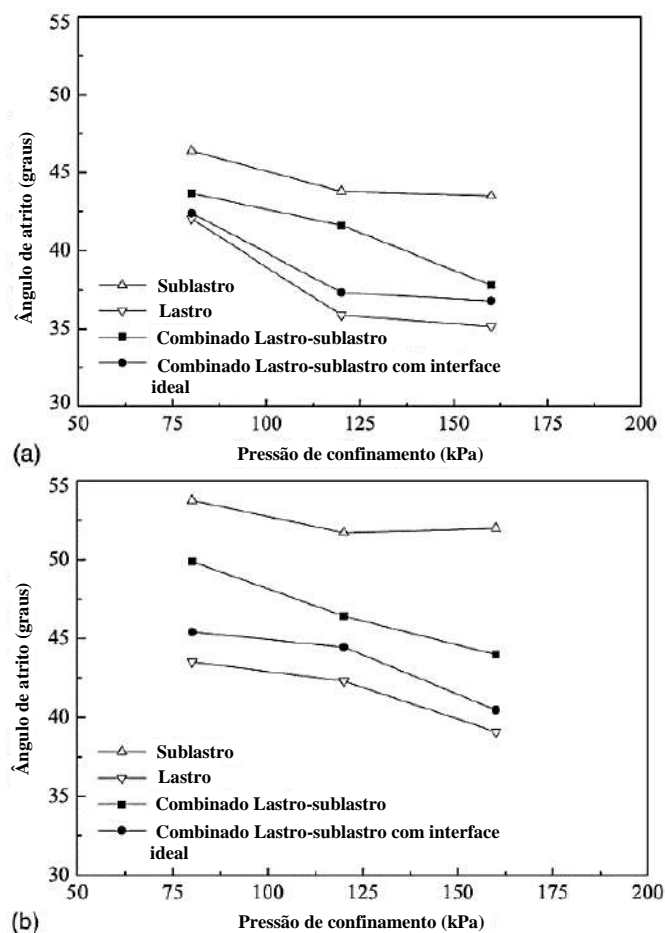


Figura 2.37 – Ângulo de atrito vs tensão confinante do lastro, sublastro e do conjunto lastro-sublastro considerando: (a) 90 % de compactação; (b) 98 % de compactação
Fonte: adaptado de BIAN *et al.*, 2016

2.2.2 Dormentes

Os dormentes são elementos estruturais transversais aos trilhos, posicionados sobre o lastro inferior, envolto dos lastros de berço e de ombro, cujas funções são:

- receber os esforços dos trilhos e transmiti-los para as camadas inferiores, convencionalmente para o lastro ou uma laje de concreto (*slab tracks*);
- manter a bitola e a estabilidade da via, nos planos vertical e horizontal;
- proporcionar rigidez à grade, sem dificultar a manutenção geométrica;
- proporcionar isolamento elétrico entre os dois trilhos em linhas sinalizadas;
- gerar atrito entre a sua base e o topo do lastro, evitando o escorregamento da grade, principalmente em curvas e em situações de frenagem e aceleração (dormentes fora de esquadro, principalmente de madeira, são comuns em ferrovias com pequenos raios de curva, onde uma das soluções é a inserção de pás de ancoragem no lastro, que ficam aparafusadas nos dormentes);
- amortecer parte das vibrações transmitidas.

Basicamente existem dormentes de madeira, concreto, aço e plástico, cada um com vantagens e desvantagens características, conforme geometria e materiais constitutivos. Os dormentes de madeira, graças a sua versatilidade e resistência mecânica foram os mais utilizados no mundo até o final do século XX. Desde então, em virtude da escassez de madeira, possibilidade de larga produção industrial e maior rigidez, os dormentes de concreto vêm sendo utilizados em larga escala.

Para STEFFLER (2013), a escolha do tipo de dormente depende de fatores como volume de tráfego, velocidade média do trecho, carga por eixo, padrão de manutenção e estratégia da empresa ferroviária.

De acordo com SCHRAMM (1977), o comprimento ideal do dormente é definido conforme o sistema de equações (2.15), desenvolvido para bitola padrão de 1435 mm e dormentes de madeira, estando atrelado à distribuição das tensões no lastro, com relações geométricas ótimas resultando no coeficiente $r \approx 0,27$.

$$\begin{aligned} L &< 2s \\ f_1 &= 2s - L \\ r = \frac{f_1}{s} &= 2 - \frac{L}{s} \end{aligned} \quad (2.15)$$

Onde:

L = comprimento total do dormente [L];

s = distância entre os eixos dos trilhos, igual a bitola mais a largura de um boleto [L];

f_1 = parte livre de tensões de compressão no centro do dormente [L];

r = relação da parte livre com a distância entre os eixos do trilho.

Para a prática brasileira, o sistema de equações (2.15) de SCHRAMM (1977) resulta nas seguintes considerações:

- a) para bitola larga de 1,60 m e trilho UIC-60 ou TR-68 com boleto de 72 mm e 75 mm de largura respectivamente, normalmente utilizando dormentes com comprimento de 2,8 m:
 - a. $L < 2s \rightarrow L < 2 \times 1,672 \text{ m} \rightarrow L < 3,344 \text{ m};$
 - b. $f_1 = 2s - L \rightarrow f_1 = 3,344 \text{ m} - 2,8 \text{ m} \rightarrow f_1 = 0,544 \text{ m};$
 - c. $r = \frac{f_1}{s} = 2 - \frac{L}{s} \rightarrow r = \frac{0,544}{1,672} = 2 - \frac{2,8}{1,672} \rightarrow r = 0,33;$
 - d. o dormente precisaria ser um pouco maior ($\approx 2,90 \text{ m}$) para uma distribuição de tensões otimizada.
- b) Para bitola métrica e trilho TR-57 com boleto de 69 mm, normalmente utilizando dormentes com 2 m:

- a. $L < 2s \rightarrow L < 2 \times 1,069 \text{ m} \rightarrow L < 2,138 \text{ m};$
- b. $f_1 = 2s - L \rightarrow f_1 = 2,138 \text{ m} - 2,0 \text{ m} \rightarrow f_1 = 0,138;$
- c. $r = \frac{f_1}{s} = 2 - \frac{L}{s} \rightarrow r = \frac{0,138}{1,069} = 2 - \frac{2,0}{1,069} \rightarrow r = 0,13;$
- d. o dormente teria comprimento um pouco excessivo para uma distribuição de tensões otimizada, podendo ser reduzido para 1,85 m.

2.2.2.1 Dormentes de madeira

Dormentes de madeira foram e ainda são em muitos países o principal tipo utilizado nas ferrovias. Sua aplicação, no entanto, está condicionada a disponibilidade de madeira adequada, outrora oriunda de desmatamento ilegal ou descontrolado, hoje oriunda de reservas de reflorestamento. A madeira em tempos de abundância foi o melhor material para a fabricação de dormentes e mecanicamente até hoje se sobressai entre os demais, visto que tem boa capacidade de absorção de impactos, boa elasticidade e fácil manejo por ser mais leve que o concreto. Em linhas com dormentes de concreto, na região dos aparelhos de mudança de via (AMV), ainda é frequente o uso de dormentes de madeira, que em futuro próximo também tenderão a ser substituídos por concreto.

A escolha da madeira é fator importante na durabilidade do dormente. Conforme SCHRAMM (1977), madeiras duras e pesadas podem ser amplamente utilizadas em regiões tropicais, mas nas condições climatológicas europeias são facilmente deterioradas. Para STEFFLER (2013), as principais espécies utilizadas na fabricação de dormentes são aquelas apresentadas na Tabela 2.15, com requisitos conforme a ABNT NBR 7511 (2013), Tabela 2.16, e dimensões de acordo com a Tabela 2.17.

Tabela 2.15 – Principais espécies de madeira utilizadas para dormentes (nome popular)

1ª classe	2ª classe
Angico preto	Angico vermelho
Aroeira do sertão	Grápia
Jatobá	Guajuvira
Sucupira amarela	Peroba rosa
Maçaranduba	Pessegueiro bravo
Ipê tabaco	Canela preta
Pau roxo	Imbuia
Coração de negro	Canafístula
Angelim vermelho	

Fonte: STEFFLER, 2013

Tabela 2.16 – Propriedades físicas recomendadas para os dormentes de madeira

Propriedade	Primeira classe	Segunda classe
Módulo de elasticidade à flexão	13 GPa	10 GPa
Módulo de ruptura à flexão	50 MPa	40 MPa
Compressão normal - Placa	5 MPa	4 MPa
Resistência ao arrancamento lateral	10 kN	8 kN
Resistência ao arrancamento normal	25 kN	20 kN
Dureza Janka	40 MPa	35 MPa

Fonte: ABNT NBR 7511, 2013

Tabela 2.17 – Dimensões recomendadas para dormentes de madeira no Brasil

Bitola (m)	Largura (cm)		Altura (cm)		Comprimento (m)	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
1	22	24	16	18	1,90	2,05
	22	26	16	19	2,20	2,35
1,435	22	26	16	19	2,60	2,70
1,6	24	26	17	19	2,60	2,85

Fonte: ABNT NBR 7511, 2013

As principais vantagens do dormente de madeira são:

- menor peso quando comparado com o dormente de concreto, favorecendo o manuseio;
- trabalhabilidade por meio de serras, furadeiras, entalhadeiras, etc;
- fixação com placa de apoio simples e eficiente;
- bom isolante elétrico para utilização em linhas sinalizadas;
- elasticidade adequada, boa resistência à tração, à compressão e a diversos tipos de solicitações;
- em descarrilamento não causa grandes impactos ao material rodante;
- capacidade de reaproveitamento como mourão para cercas após descartado;
- boa flexibilidade, resultando em excelente capacidade de suportar vibrações.

Em contrapartida, as principais desvantagens do dormente de madeira são:

- susceptível a queima;
- em virtude do tratamento químico, inservível para ser utilizado como lenha;
- baixa vida útil quando comparado com os dormentes de aço e concreto;
- vulnerável ao ataque de insetos e fungos;
- em comparação com o dormente de concreto, menor capacidade de manter a bitola e o estado geral de conservação da geometria a longo prazo;
- necessidade de formação de estoque com grandes volumes, uma vez que necessita de secagem prévia e tratamento químico;

- g) susceptível a escassez por falta de florestas de reflorestamento e demora na sua produção;
- h) dependendo do tipo da madeira, pode apresentar alto índice de trincas e fissuras, inviabilizando sua utilização na via permanente, visto que ao se aplicar as fixações pode ocorrer a rachadura da madeira.

2.2.2.2 Dormentes de concreto

Os dormentes de concreto foram desenvolvidos como uma alternativa aos dormentes de madeira, impactados por conta do aumento do preço, escassez de madeira de boa qualidade e reduzida durabilidade frente ao crescente carregamento por eixo.

Os primeiros dormentes de concreto tentaram imitar a seção transversal dos dormentes de madeira, mas os resultados foram desastrosos, visto que em virtude dos choques e vibrações do material rodante apresentavam fissuras e em alguns casos ruptura da seção transversal, principalmente na região do apoio dos trilhos e em sua parte central.

De acordo com BASTOS (1999), o primeiro projeto de dormente de concreto data de 1884, sendo a Áustria e a Itália os primeiros países a produzir o elemento. Em seguida, tem-se a experimentação de dormentes de concreto armado pela Suíça em 1904, Suécia em 1910, França em 1913 e Alemanha em 1922. Na Inglaterra, dormentes de concreto bi blocos foram produzidos em larga escala entre os anos de 1915 e 1934 até o surgimento do primeiro dormente protendido em 1943. Desde o surgimento dos primeiros dormentes de concreto até os dias atuais, muito se evoluiu. Diversas geometrias e variações nas quantidades de aço e cimento foram testadas. Entre 1893 e 1930, mais de 150 tipos de dormentes de concreto armado foram projetados e patenteados nos Estados Unidos em mais de 60 instalações experimentais. Entre os vários modelos de dormentes de concreto, grande foi a resistência de utilização frente ao dormente de madeira.

Segundo SCHRAMM (1977), até meados de 1942 os dormentes de concreto eram pouco utilizados no mundo em virtude de deficiências no processo tecnológico da época e da relativa abundância de madeiras. Já a partir da Segunda Guerra Mundial, nos países com escassas reservas florestais como a Alemanha, chegou-se a ter 22 milhões de dormentes de concreto implantados na ferrovia alemã Deutsche Bahn (D.B.). Isso equivale a aproximadamente 13.000 km de linhas, em um país com uma extensão territorial equivalente ao estado de Goiás no Brasil (357.051 km² na Alemanha e 340 112 km² em Goiás). Na época, os dormentes eram fabricados com 380 kg de cimento por m³ de concreto e resistência à compressão de 60 MPa.

No Brasil são utilizados basicamente dois tipos de dormentes de concreto, o bi bloco (Figura 2.38), mais utilizado no sistema metroviário, e o monobloco de concreto protendido (Figura 2.39), mais utilizado em ferrovias para o transporte de cargas pesadas.



Figura 2.38 – Dormentes bi blocos de concreto no metrô do RJ. Blocos inseridos na laje de concreto isoladamente (a), blocos unidos por uma barra rígida metálica (b)



Figura 2.39 – Fábrica de dormentes de concreto (a), construção da via férrea utilizando dormentes monobloco de concreto (b)

O bi bloco (também conhecido como dormente francês RS, do seu criador francês Roger Soneville em 1949) é de concreto armado, com apoios (blocos) isolados para os trilhos, podendo estes estarem inseridos em uma laje de concreto a partir de uma fôrma polimérica ou unidos por uma barra metálica, ficando dispostos no lastro. Suas dimensões e tolerâncias são apresentadas na Figura 2.40 e Tabela 2.18. Conforme a ABNT NBR 11709 (2015), a barra metálica de interligação do dormente bi bloco deve ter resistência mínima ao escoamento de 340 MPa, limite de ruptura mínima de 440 MPa, alongamento mínimo na ruptura de 18 % e espessura mínima da chapa de 6 mm.

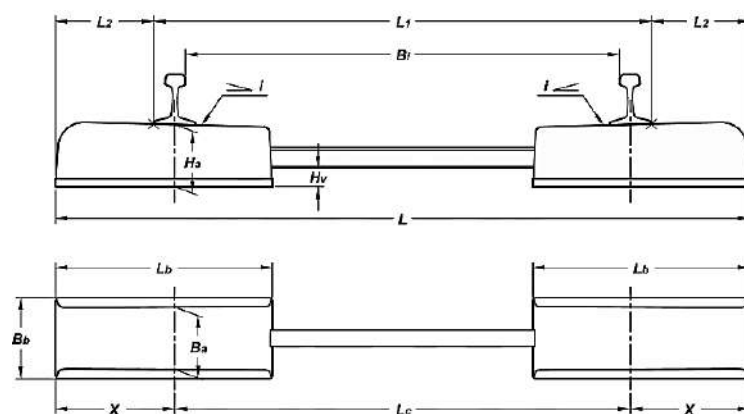


Figura 2.40 – Dimensões do dormente bi blobo de concreto

Fonte: ABNT NBR 11709, 2015

Tabela 2.18 - Limites dimensionais e tolerâncias para dormentes bi-bloco de concreto

Símbolo ou expressão	Parâmetro	Valor ou expressão		Tolerância
		Mínimo	Máximo	
B_a	Largura das mesas de apoio dos trilhos	16 cm	30 cm	$\pm 3 \text{ mm}$
B_b	Largura da base nas regiões dos trilhos	24 cm	33 cm	
H_a	Altura da seção transversal que passa pelo centro da mesa de apoio do trilho	---	25 cm	$+ 5 \text{ mm}$ $- 3 \text{ mm}$
H_v	Altura da face inferior da viga de interligação com relação à base do dormente	5 cm	---	$\pm 5 \text{ mm}$
L_b	Comprimento do bloco do dormente	52 cm	96 cm	
i	Inclinação das mesas de apoio do trilhoc	0	1/20	$\pm 0,25^\circ$
Peso total	Dormente de bitola estreita	---	280 kg	$\pm 5 \%$
	Dormente de bitola padrão	---	310 kg	
	Dormente de bitola larga	---	330 kg	
B_1	Bitola nominal da via	---	---	$\pm 2 \text{ mm}$
L	Comprimento total do dormente	---	---	$\pm 10 \text{ mm}$
L_1	Distância entre apoios externos das fixações	---	---	$+ 2 \text{ mm}$ $- 1 \text{ mm}$
L_2	Posição de apoios externos das fixações com relação às respectivas bordas das cabeceiras do dormente	---	---	$\pm 8 \text{ mm}$
p_m	Planicidade das mesas de apoio dos trilhos	---	---	1 mm

Fonte: adaptado de ABNT NBR 11709, 2015

Em relação aos dormentes monoblocos de concreto, a quantidade de fios de protensão pode variar de 8 a 40 unidades, geralmente do tipo CP 170 RB ou CP 175 RB (baixa relaxação), com 6 mm de diâmetro. Suas dimensões e tolerâncias são apresentadas na Figura 2.41 e Tabela 2.19.

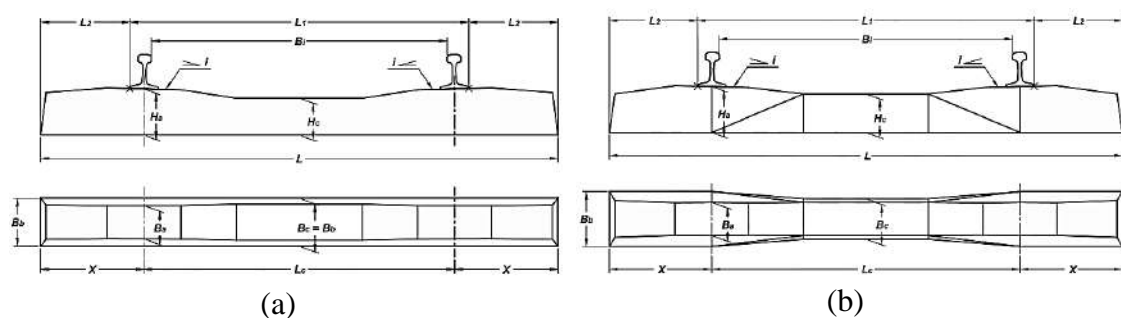


Figura 2.41 – Dimensões do dormente monobloco de concreto protendido: (a) de base constante; (b) de base variável

Fonte: ABNT NBR 11709, 2015

Tabela 2.19 – Limites e tolerâncias para dormentes monoblocos de concreto

Símbolo ou expressão	Parâmetro	Valor ou expressão		Tolerância
		Mínimo	Máximo	
α_t	Ângulo da testeira com relação à vertical	0	15	---
$\frac{L - L_c}{L}$	Relação entre o comprimento total do dormente e a distância entre os centros das mesas de apoio dos trilhos	0,34	0,48	---
		0,42 ^a	0,52 ^a	
B_a	Largura das mesas de apoio dos trilhos	16 cm	30 cm	± 3 mm
B_b	Largura da base nas regiões dos trilhos	24 cm	33 cm	
B_c	Largura da base na região central do dormente	20 cm	33 cm	
H_a	Altura da seção transversal do centro da mesa de apoio do trilho	---	25 cm 27 cm ^b	+ 5 mm - 3 mm
H_c	Altura da seção transversal central do dormente	0,8 H_a	H_a	
i	Inclinação das mesas de apoio ^d	0	1/20	± 0,25 °
Peso total	Dormente de bitola estreita	---	350 kg	± 5 %
	Dormente de bitola padrão	---	400 a 450 kg ^b	
	Dormente de bitola larga	---	450 a 500 kg ^b	
B_i	Bitola nominal da via	---	---	± 2 mm
L	Comprimento total do dormente	---	---	± 10 mm
L_1	Distância entre apoios externos das fixações	---	---	+ 2 mm - 1 mm
L_2	Posição de apoios externos das fixações com relação às respectivas bordas das cabeceiras do dormente	---	---	± 8 mm
p_m	Planicidade das mesas de apoio	---	---	1 mm
t_m	Torção relativa entre as mesas de apoio dos trilhos	---	---	1 mm

^a Somente para bitola estreita;

^b Somente para vias com carga por eixo superior a 350 kN;

^d Verificar a inclinação dos trilhos conforme projeto.

Fonte: adaptado de ABNT NBR 11709, 2015

Conforme a ABNT NBR 11709 (2015), caso o dormente protendido seja pré-tensionado, a protensão somente poderá ser retirada após uma resistência mínima à compressão do concreto de 21 MPa. O consumo mínimo de cimento é de 350 kg/m³ e a relação água/cimento deverá ser no máximo 0,38. Não é necessária armadura passiva nos

dormentes protendidos, mas caso utilizada, assim como nos dormentes bi-blocos, deve-se utilizar CA-50 ou CA-60. Já conforme VALEC (2014b), o concreto deve apresentar resistência à compressão mínima de 45 MPa aos 28 dias e 5 MPa à tração na flexão aos 7 dias de idade. O dispositivo de fixação de ferro fundido, chumbado no concreto, deve apresentar resistência mínima à tração de 500 MPa e alongamento mínimo de 7 %.

Entre as vantagens do dormente de concreto, menciona-se:

- a) maior peso que os demais dormentes, favorecendo a estabilidade da grade, inclusive contra a flambagem dos trilhos no sentido longitudinal da via em virtude das variações térmicas;
- b) no caso do monobloco protendido, maior estabilidade da bitola em relação aos demais tipos de dormentes;
- c) ótima capacidade isolante para linhas sinalizadas;
- d) grande resistência ao fogo e ataques biológicos;
- e) longa vida útil, com períodos de projeto podendo ultrapassar 40 anos;
- f) possibilidade de produção diária em larga escala e teoricamente em qualquer lugar que seja possível a instalação de uma fábrica;
- g) preço mais estável quando comparado com o dormente de madeira.

Das desvantagens do dormente de concreto, menciona-se:

- a) em virtude do peso elevado, sua movimentação é mais complicada e dispendiosa, necessitando utilizar equipamentos mecânicos e interdição da linha nos casos de manutenção;
- b) vulnerável a solicitações excepcionais do tráfego;
- c) complicações na produção de dormentes especiais para aparelhos de mudança de via (AMV), como peso excessivo, fôrmas e transporte especiais;
- d) em caso de descarrilamento pode danificar o material rodante permanentemente.

Os ensaios a serem realizados nos dormentes de concreto, conforme a ABNT NBR 11709 (2015) e VALEC (2014b), são os seguintes:

- a) teste de momento positivo no apoio do trilho;
- b) teste de momento negativo no apoio do trilho (somente dormente monobloco);
- c) teste de momento positivo no centro do dormente (dormente monobloco);
- d) teste de momento negativo no centro do dormente (dormente monobloco);
- e) teste dinâmico no apoio do trilho;

- f) teste de aderência e de carga final dos elementos de protensão (dormente protendido);
- g) teste das fixações;
- h) ensaios de geometria e acabamento para verificação das dimensões de projeto. O dormente deve apresentar superfície lisa e bem acabada, podendo ter distribuição uniforme de pequenos vazios não prejudiciais ao desempenho do elemento, sendo proibido grande concentrações de vazios;
- i) ensaio de sobrecarga (dormente bi-bloco).

Das alíneas anteriores, os testes a, d, g e h devem ser realizados a cada 200 dormentes produzidos. Os testes f e i a cada 2000 dormentes produzidos. Todos os ensaios devem ser realizados no protótipo, que é o dormente modelo para todos os demais a serem produzidos.

Os ensaios nos materiais que compõem o concreto do dormente, de maneira resumida e conforme a ABNT NBR 11709 (2015), devem ser os seguintes:

- a) qualidade e tipo do cimento, tais como resistência, finura e composição química, (principalmente SO_3 , conforme a metodologia de cura), teor de álcalis, tempo de pega;
- b) no agregado miúdo a granulometria não deve ser superior a 4,8 mm. O limite de material pulverulento passante na peneira de 0,075 mm não pode ser superior a 3 %;
- c) nos agregados graúdos a granulometria deve estar situada entre 4,8 e 25 mm e abrasão Los Angeles máxima de 40 %, verificando-se também a forma do agregado, que não pode ser lamelar;
- d) na água são necessárias análises químicas para evitar a possibilidade de reação indesejável com os demais componentes do concreto, como álcali-agregado, pH entre 5,8 e 8, resíduos sólidos inferiores a 2000 mg/L, sulfatos inferiores a 300 mg/L, cloretos inferiores a 500 mg/L e açúcares inferiores a 5 mg/L;
- e) no concreto fresco verifica-se o abatimento no tronco de cone e o teor de ar incorporado.

A cura mal realizada do concreto é uma das principais fontes de problemas patológicos no dormente. Ela pode ser a responsável por trincas de retração adjacentes aos cabos de protensão e a longo prazo responsável pela perda total do dormente por um

problema denominado “etringita tardia”, que é melhor detalhado em livros específicos de concreto, como MEHTA e MONTEIRO (2008).

A etringita tardia é oriunda da cura do dormente em alta temperatura (acima de 65 °C) e do tipo de cimento, podendo ocasionar trincas generalizadas em todo dormente a médio-longo prazo. Esse é um problema relativamente recente em dormentes no Brasil do qual o autor desta tese teve experiência em campo e dificilmente verificado em produções regulares, portanto relevante de ser comentado. Na cura acelerada pelo aumento da temperatura, deve-se preocupar com o teor de trióxido de enxofre do cimento (SO_3) do cimento, conforme o gráfico da Figura 2.42.

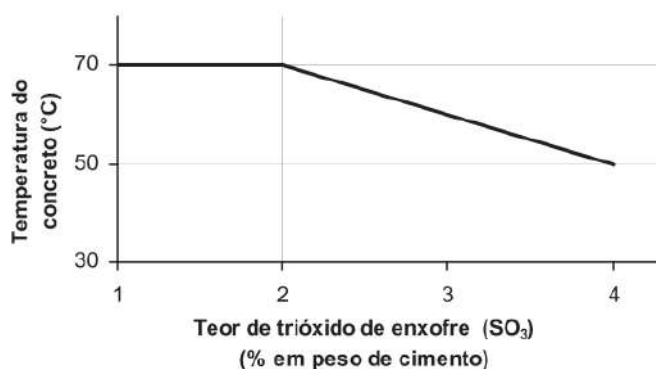


Figura 2.42 – Limite de SO_3 em função da temperatura de cura
Fonte: ABNT NBR 11709, 2015

A questão crucial é que geralmente a temperatura é medida externamente ao dormente ao passo que deveria ser medida no interior do elemento, onde a temperatura externa é somada à temperatura de hidratação do cimento, que é uma reação exotérmica. Os dormentes produzidos devem ser protegidos da luz solar direta e do vento para evitar a desidratação do concreto durante o período de cura, principalmente nos dois primeiros dias de idade, o que raramente é realizado em obras correntes no Brasil.

Recomenda-se que a alta escala de produção a que uma fábrica é sujeita não seja utilizada como desculpa para que a qualidade e a boa prática na tecnologia do concreto seja negligenciada. Ao longo da revisão bibliográfica feita nesta tese, foi constatado que as normas vigentes brasileiras se preocupam muito com a resistência final do concreto, mas deixam a desejar em detalhes importantes de cura, moldagem e desmoldagem do dormente. Alguns ensaios preconizados pelas normas, tais como o teste de momento negativo no apoio e de carga dinâmica no apoio do trilho são obrigatórios apenas na fase de protótipo, mas deveriam ser continuamente realizados durante a produção dos dormentes. O custo por unidade com o aumento do controle de qualidade pode, à primeira vista, parecer alto, mas com certeza tem benefício evidente quando verificado a

longevidade do dormente e a magnitude do problema a que o construtor possa estar sujeito.

2.2.2.3 Dormentes de aço

De acordo com QUEIROZ e OLIVEIRA NETO (2013) e M.I.M.F (2016), o dormente de aço laminado padrão apresenta seção transversal padrão tipo U com 36,25 cm² de área (Figura 2.43) e momento de inércia da ordem de 270 cm⁴, havendo poucas variações dessa seção para outros modelos.

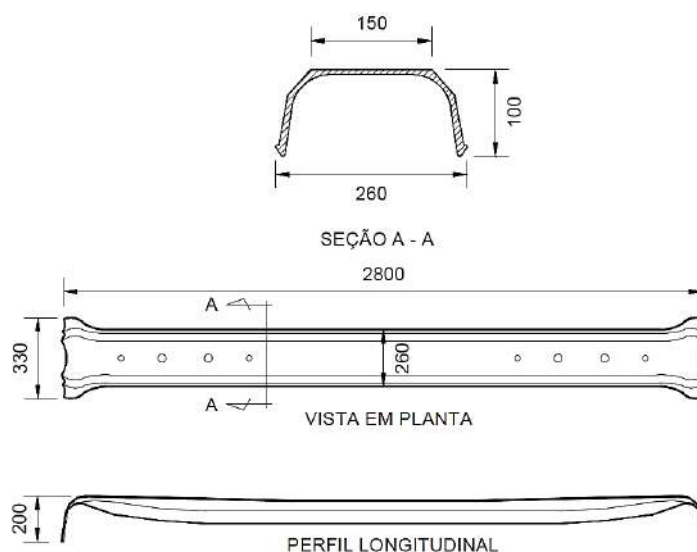


Figura 2.43 – Exemplo de esquema do dormente de aço
Fonte: QUEIROZ e OLIVEIRA NETO, 2013

O peso teórico é de aproximadamente 28,46 kg/m, assim, para um dormente de bitola métrica com 2,20 m de comprimento, tem-se um peso total de 62,61 kg por unidade, para bitola padrão com 2,65 m, 75,42 kg, e para bitola larga medindo 2,80 m, 79,69 kg. O peso do dormente de aço é menor que do dormente de madeira (em torno de 110 kg) aproximadamente 1,5 vezes, e em relação ao dormente de concreto (em torno de 350 kg) aproximadamente 4,6 vezes. O aço do dormente deve ter resistência à tração de 510 a 620 MPa e alongamento máximo de 18 %. A chapa tem espessura média de 12 mm.

Alguns dormentes de aço têm conectores metálicos removíveis para a fixação dos trilhos, que encaixam em furos pré-existentes na chapa metálica. Já outros modelos têm apoios usinados para os trilhos, que só servirão para determinado tipo de trilho. Entre as vantagens dos dormentes de aço, menciona-se:

- a) fácil modelagem por laminação e estamparia, com vantagem na fabricação de dormentes especiais e possibilidade de produção nacional;

- b) excelente resistência contra deslocamentos transversais e longitudinais;
- c) boa manutenção da bitola;
- d) longa vida útil em locais não agressivos, em torno de 30 a 40 anos;
- e) possibilidade de reemprego, reparo e reciclagem, além de fácil estocagem, sendo facilmente empilhados (Figura 2.44);
- f) grande resistência a supersolicitações;
- g) invulnerabilidade à fungos e insetos;
- h) fácil venda como sucata.



Figura 2.44 – (a) Dormente de aço implantado na via; (b) estoque de dormentes de aço
Fonte: M.I.M.F, 2016 (a)

Historicamente os dormentes de aço são menos utilizados no Brasil que os dormentes de madeira e concreto, mas principalmente os de madeira vêm gradativamente sendo substituídos por dormentes de aço, a exemplo da Estrada de Ferro Vitória Minas¹⁴, que conforme anunciado pela operadora VALE, todos os dormentes ao longo dos mais de 900 km da estrada de ferro deverão ser substituídos para aço. Entre as desvantagens desse tipo de dormente, menciona-se:

- a) ruído estridente durante a passagem dos veículos ferroviários;
- b) dificuldade de isolamento em linhas sinalizadas;
- c) baixo peso, reduzindo a estabilidade da via;
- d) redução da vida útil em ambientes agressivos;
- e) normalmente mais caro que os dormentes de madeira e concreto, a depender da região.

No Brasil não existe norma da ABNT específica para o dormente de aço, podendo-se mencionar as normas estrangeiras DIN 5904:1995 (Steel sleepers - Dimensions, static

¹⁴ Disponível em <<http://www.vale.com/brasil/pt/aboutvale/news/paginas/dormentes-de-aco-ajudam-a-preservar-o-meio-ambiente.aspx>>. Acesso em 28/03/2017.

values, steel types), a BS 500:2000 (Steel sleepers) e a ISO 6305-3:1983 (Railway components - Technical delivery requirements - Part 3: Steel sleepers).

Segundo M.I.M.F (2016), os ensaios de homologação no dormente de aço são:

- a) cargas cíclicas combinadas, submetendo o dormente a um carregamento de 19,1 kN a 191 kN, sob uma frequência de 5 Hz durante 30 ciclos;
- b) ensaio de encaixe das fixações, onde o dormente é submetido a um torque em cada inserção de 339 kN.m, mantido por 3 minutos, onde os elementos embutidos devem resistir a uma força de arrancamento de 60 kN sem ocorrer deformações residuais;
- c) ensaio da suspensão das fixações para verificação do afrouxamento dos encaixes ou soltura dos elementos de fixação;
- d) ensaio longitudinal das fixações para verificar o deslocamento, translação ou rotação dos trilhos;
- e) ensaios dinâmicos das fixações, submetendo o dormente a uma carga senoidal máxima de compressão de 133,5 kN e tração de 11,4 kN.

2.2.3 Trilhos

Os trilhos são perfis metálicos implantados sobre os dormentes com o intuito de guiar os rodízios ferroviários, resistindo a diversas ações químicas e mecânicas, atenuando e retransmitindo esforços para as demais camadas do pavimento ferroviário.

Para isso, devem apresentar rigidez suficiente para dividir os carregamentos entre os dormentes e evitar deflexões excessivas, do contrário as tensões atuantes nas camadas poderão superar as tensões admissíveis, aumentando a deformação permanente e ocasionando problemas recorrentes de nivelamento. Quanto maior o momento de inércia do trilho, maior a sua rigidez à flexão, melhor a distribuição de tensões sobre os dormentes e menores serão os esforços distribuídos às camadas inferiores do pavimento ferroviário.

A união dos trilhos se dá basicamente pela execução de soldas aluminotérmicas, elétricas ou por talas de junção. Apesar da usual soldagem dos trilhos para a formação de trilhos longos soldados (TLS), talas geralmente são inseridas como alternativa de isolamento das seções de bloqueio em linhas sinalizadas.

Segundo SCHRAMM (1977), nos primórdios das ferrovias os primeiros trilhos de aço eram simples perfis chatos, com baixa resistência à flexão, assentados sobre apoios contínuos. A principal função era guiar as rodas dos veículos ferroviários, sem muita preocupação com a durabilidade, não havendo também padronização dos perfis. Somente

em meados de 1831 foi desenvolvido um trilho com características parecidas com as utilizadas até os dias atuais, o que seria conhecido como trilho Vignole. Desde então os trilhos vêm sofrendo modificações em sua geometria e composição, tendo como objetivo o aumento de sua resistência e durabilidade. A Figura 2.45 apresenta um breve esquema histórico dos trilhos ferroviários. Mais à frente, na Tabela 2.20, serão apresentadas as características dos trilhos usualmente utilizados no Brasil.

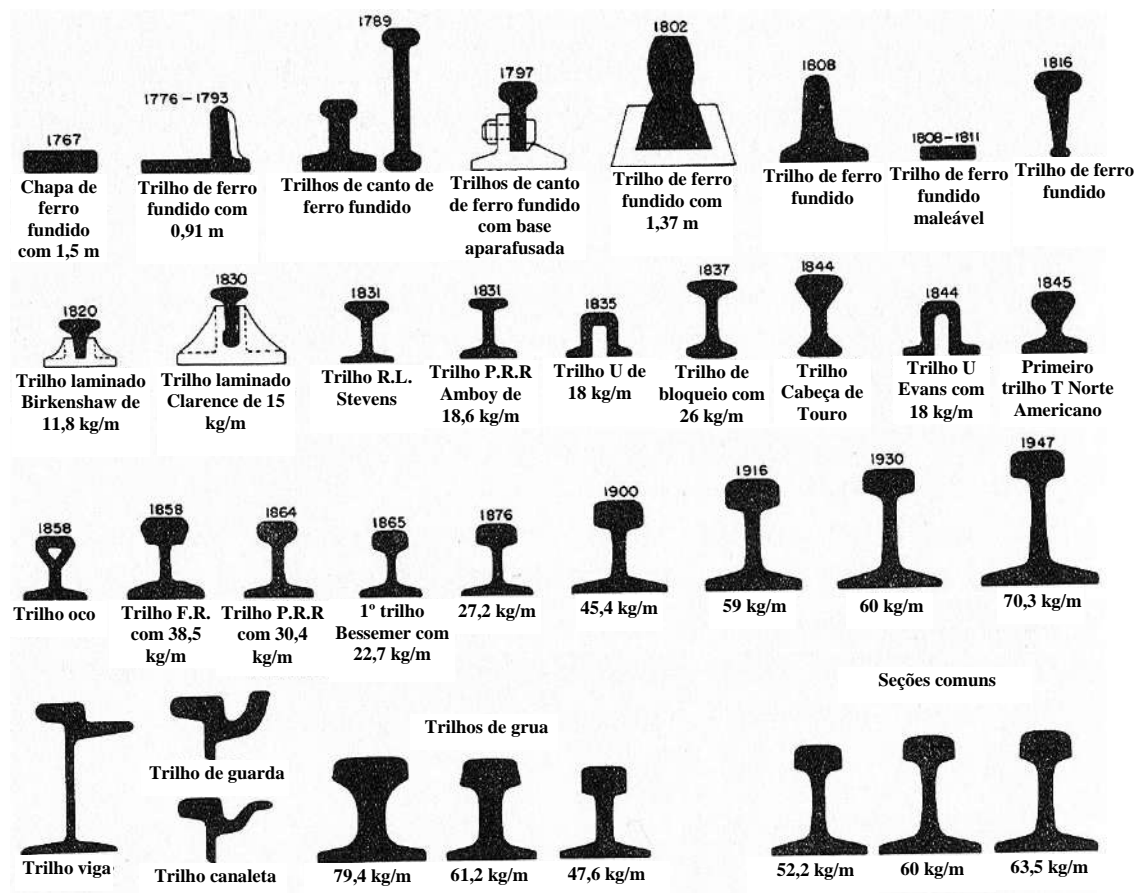


Figura 2.45 – Evolução histórica dos trilhos ferroviários

Fonte: Railroad Museum of Pennsylvania, disponível em:

<<http://explorepahistory.com/displayimage.php?imgId=1-2-5F4>>. Acesso em 14/01/2017

No trilho Vignole a parte superior é chamada de boleto, a parte inferior é denominada patim e a parte que liga o boleto ao patim é chamada de alma. Segundo BRINA (1988), para resistir aos esforços impostos, os trilhos foram estudados de modo a se ter a melhor distribuição de massa entre as três partes mencionadas. Em geral tem-se a massa do boleto entre 40 a 42 % do total, para a alma de 18 a 22 % do total e para o patim de 38 a 40 % do total do trilho.

Segundo SCHRAMM (1977), o trilho deve atender aos seguintes requisitos:

- a) a superfície de rolamento do boleto deve ter largura suficiente para proporcionar relações de contato entre a roda e trilho favoráveis, mantendo a tensão superficial de compressão dentro dos limites elásticos;
- b) o boleto deve ter altura que permita uma ampla margem de desgaste, proporcionando uma longa vida útil;
- c) a alma e o patim devem ter espessuras suficientes para resistir à flexão, aumentando a rigidez do perfil, inclusive quando enfraquecido por desgastes;
- d) o patim deve ser tão largo quanto possível, fornecendo boa estabilidade ao tombamento, assim como uma distribuição favorável da tensão de compressão sobre o dormente ou placa de apoio;
- e) o momento resistente do trilho deve ser tão grande quanto possível, ou seja, a altura do trilho deve ser a maior possível, assim como as seções transversais do boleto e do patim em relação à seção transversal da alma;
- f) a altura do trilho comparada à largura do patim não deve ser excessiva e boas relações altura/largura resultam em valores da ordem de 1,20;
- g) com a finalidade de se obter uma distribuição favorável de tensões, todos os pontos de transição devem ser arredondados com o maior raio possível.

Com vistas a apresentar uma resistência adequada às diversas solicitações a que é submetido, segundo CBTU (1985), o trilho deve apresentar como principais características:

- a) elevados limites de escoamento e de resistência à tração;
- b) elevada dureza e resistência ao desgaste;
- c) elevada resistência à fadiga por contato;
- d) elevada resistência à propagação de fratura, ou seja, boa tenacidade;
- e) baixa suscetibilidade à fragilização pelo hidrogênio;
- f) boa soldabilidade (juntas soldadas isentas de trincas e/ou constituintes frágeis);
- g) confiabilidade em serviço, sem ocorrência de defeitos que comprometam a segurança do tráfego ferroviário.

Conforme VALEC (2013a) e VALEC (2013b), a resistência mínima à tração do trilho UIC-60 deve ser de 1036 MPa e a tensão de escoamento mínima 580 MPa. Já o trilho TR-57 deve apresentar resistência mínima à tração de 980 MPa e tensão de

escoamento de mínima 510 MPa. Todos devem ter dureza Brinell maior que 300 HB e alongamento mínimo de 9 %.

No mercado global existem diversos tipos e classificações de trilhos, alguns apresentados na Tabela 2.20, que mostra os principais tipos utilizados no Brasil (TR e UIC) e nos Estados Unidos (RE).

Tabela 2.20 – Características dos principais trilhos empregados no Brasil

Trilho	A_t (cm ²)	I_x ou I_t (cm ⁴)	I_y (m ⁴)	W_b (m ³)	W_p (m ³)	ρ (kN/m)
TR-37	47,29	951,5	*150	149,1	162,9	0,371
TR-45	56,90	1610,8	*259	205,6	249,7	0,446
TR-50	64,19	2039,5	*399	247,4	291,7	0,504
TR-57	72,58	2730,5	*500	294,8	360,7	0,569
UIC-60	76,88	3055	*513	335,5	377,4	0,603
TR-68	86,12	3850,1	*640	391,6	463,8	0,676
100 RE	64,19	2039	247,40	---	---	0,504
115 RE	72,58	2730	445,60	---	---	0,569
132 RE	83,55	3671	597,60	---	---	0,656
136 RE	86,13	3950	601,60	---	---	0,676
140 RE	89,03	4029	---	---	---	0,698

A_t = Área da seção transversal;

I_x ou I_t = Momento de inércia do trilho na posição de assentamento, em relação ao eixo x, vertical;

I_y = Momento de inércia do trilho deitado, em relação ao eixo y, horizontal, importante para determinação da flambagem;

W_b = Módulo de resistência (ou resistente) do eixo neutro ao topo do boleto;

W_p = Módulo de resistência (ou resistente) do eixo neutro à base do patim;

ρ = massa nominal por metro.

* Alguns valores foram aproximados entre os autores pesquisados

Fonte: adaptado de SCHRAMM, 1977, SELIG e WATERS, 1994 e DNIT, 2012

2.2.3.1 O dimensionamento dos trilhos

O trilho é a camada de rolamento do pavimento ferroviário, podendo ser considerado como uma viga contínua disposta sobre apoios deformáveis e espaçados, geralmente dimensionado apenas em relação à tensão vertical oriunda do carregamento de uma roda, sendo os outros esforços, como tensões normais resultantes das variações térmicas ou do contato roda-trilho, desconsiderados, aplicando-se coeficientes de segurança. Para o Conselho Ferroviário Nacional, CFN (1974), e ainda hoje em algumas concessionárias, o tipo de trilho a ser empregado em determinada linha é escolhido considerando-se:

- as cargas por eixo do material rodante;
- a carga bruta diária que deverá circular no trecho;

- c) as condições técnicas do traçado, especialmente raio mínimo e os raios predominantes;
- d) a velocidade máxima prevista para os trens;
- e) a tensão admissível do aço;
- f) o tipo de tração ferroviária a ser empregada.

Ao mesmo tempo que se desconhece ou se desconsidera possíveis ações atuantes, os trilhos encontrados no mercado apresentam seções padronizadas que geralmente levam o engenheiro ferroviário a superdimensionar ou subdimensionar o perfil necessário. Caso superdimensionado, trata-se de aço, material que segundo levantamento realizado com base em VALEC (2013c) e VALEC (2011) chega a totalizar 24 % do custo da construção da superestrutura ferroviária. Se subdimensionado, ocorrerá aumento das tensões, que somado ao desgaste pode levar o trilho à fratura ou a redução da sua vida útil, ocasionando transtornos e aumento dos custos de manutenção.

Como é difícil a mensuração da magnitude e do número de variáveis que definem o problema real dos esforços que atuam nos trilhos, geralmente encontra-se na literatura pesados coeficientes de segurança que majoram as ações em função da dinâmica dos veículos ou que minoram a resistência em função do desgaste ao longo da sua vida útil. Mais do que isso, não bastando as simplificações adotadas, encontra-se recomendações de limites de tensões máximas para diferentes categorias de linhas, baseado em experiências estrangeiras obtidas por observações empíricas em condições ambientais de solo ou de tráfego diferentes das existentes no território brasileiro.

Não é intenção aqui dizer que tais considerações são equivocadas, mas trata-se de alertar que provêm de metodologias que não consideram ações importantes a que os trilhos são submetidos, podendo ser decisivo entre a ocorrência ou não de defeitos e subsequente falha.

Dado a grande variedade de esforços e a simplicidade em que é colocado o dimensionamento dos trilhos na literatura, fica a sugestão da necessidade de uma revisão teórica abrangente que aprofunde o assunto do dimensionamento dos trilhos, mostrando a gama de ações que atuam no elemento, como desgastes, momentos fletores, tensões de compressão e tração oriundos da variação térmica, dinâmica dos veículos e resistência dos materiais, e não apenas em função do carregamento vertical e da resistência à flexão.

Geralmente as tensões máximas de flexão são definidas conforme a categoria da linha onde os trilhos serão instalados, minoradas pela fadiga e os desgastes previstos.

Lembrando que a tensão de escoamento do aço dos trilhos é da ordem de 500 MPa, as tensões máximas atuantes devem ser inferiores à própria resistência do material, visto que nos trilhos atuarão em conjunto esforços oriundos do material rodante e do ambiente.

Conforme SCHRAMM (1977), por experiência, as ferrovias alemãs admitem as seguintes tensões admissíveis (σ_{adm}) nos trilhos, em linhas de:

- a) 1ª categoria e principais, 150 MPa;
- b) 2ª categoria com trilhos pesados ou semi-pesados (superiores a TR-50), linhas de cruzamento, de carga e descarga, 160 MPa;
- c) 2ª categoria com trilhos leves, 180 MPa;
- d) 3ª categoria, ramais de estacionamento e manutenção do material rodante, 200 MPa.

Quanto maior a solicitação da via, menor a tensão admissível considerada. Isso ocorre porque quanto maior o tráfego, maiores serão os desgastes, a fadiga dos materiais e a probabilidade de falha. Para o caso mais crítico de $\sigma_{adm} = 200$ MPa, considerando a tensão de escoamento do trilho igual a 500 MPa, tem-se um coeficiente de segurança igual a 2,5. Nas tensões admissíveis apresentadas, dada a magnitude do coeficiente de segurança, considerando uma linha bem conservada que não apresenta maiores problemas, admite-se eventuais composições com sobrecargas, assim como acréscimos de forças laterais, tensões térmicas, golpes oriundos de calos de roda, etc.

Segundo SPADA (2003),

HAY (1982)¹⁵ sugere para a tensão admissível de tração a adoção de um fator de segurança de 2,2 para trilhos de barras curtas e 2,8 para trilhos longos soldados com relação a tensão de escoamento do aço empregado. Este fator de segurança é adotado em função de tensões térmicas, esforços de flexão laterais, superelevação não compensada, desgaste do trilho nas curvas e rugosidades da via.

A máxima tensão solicitante nos trilhos ocorre quando todas as ações atuam simultaneamente, na forma mais desproporcional possível. No entanto, em uma análise estatística, essa possibilidade é de difícil ocorrência e mesmo que ocorra, em função da velocidade do material rodante, sua duração seria quase instantânea, fazendo com que

¹⁵ HAY, W. (1982). "Railroad Engineering". 2nd, John Wiley & Sons. New York, USA 758 p.

difícilmente ocorra efeitos realmente nocivos à segurança da via, principalmente considerando uma manutenção preditiva e preventiva adequada.

Segundo SCHRAMM (1977), quando todas as ações possíveis atuam de forma simultânea, a tensão já se situa além de limite de escoamento do aço. No entanto os trilhos resistem bem a tais solicitações e fraturas geralmente ocorrem quando existem falhas estruturais. A resistência a supersolicitações existe porque raramente as ações ocorrem em sua máxima magnitude e simultaneidade, e quando ocorrem não atuam em toda seção transversal do trilho. Assim, a melhor maneira de garantir a durabilidade dos trilhos é o controle de desgastes excessivos, verificando periodicamente a existência de defeitos e sempre que possível utilizando trilhos de alta resistência.

Uma maneira de estimar a tensão admissível é utilizando a equação (2.16), apresentada por SADEGHI e BARATI (2010). Nela, os fatores de segurança A, B, C e D recomendados pelo autor são respectivamente:

- a) em relação a flambagem lateral (A), recomendado 17 %;
- b) condições de manutenção da via (B), recomendado 25 %;
- c) desgaste do trilho e corrosão (C), recomendado 18 %;
- d) superelevação desbalanceada (D), recomendado 20 %.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_y - E_t \alpha \Delta t}{(1 + A)(1 + B)(1 + C)(1 + D)} \quad (2.16)$$

Onde:

σ_y = tensão de escoamento do aço [F][L]⁻²;

E_t = módulo de elasticidade do trilho [F][L]⁻²;

α = coeficiente de dilatação térmica do aço do trilho (°C⁻¹);

Δt = variação térmica no local em que o trilho será instalado (°C).

Para a realidade brasileira a equação (2.16) resulta valores da ordem de 225 MPa. Definida a categoria da linha e o momento máximo atuante, como será apresentado na seção 3.3, o perfil do trilho pode então ser dimensionado conforme a equação (2.17), clássica da tensão na flexão.

$$\sigma = \frac{M}{W} \rightarrow \sigma_{adm} \geq \frac{\alpha M_{m\acute{a}x}}{W_a} \quad (2.17)$$

Onde:

σ = tensão na flexão [F][L]⁻²;

M = momento fletor atuante [F][L];

W = módulo resistente do trilho novo [L]³;

σ_{adm} = tensão na flexão admissível conforme categoria da linha [F][L]⁻²;

α = coeficiente de majoração a ser aplicados nos carregamentos estáticos calculados em virtude dos esforços dinâmicos;

$M_{\text{máx}}$ = momento fletor máximo no trilho [F][L];
 W_a = módulo de resistência do trilho desgastado [L]³.

Para o módulo de resistência do trilho desgastado (W_a), pode-se definir $W_a = 0,75 W$, pois segundo SEMPREBONE (2006) desgastes aceitáveis são da ordem de 25 % do boleto. Estará definido o perfil do trilho, dentre aqueles disponíveis no mercado, o que atender o valor de W calculado.

Alguns métodos de dimensionamento de trilhos consideram a fadiga do material e não são apresentados nesta tese.

2.2.4 O conjunto de fixação

As fixações são elementos da superestrutura ferroviária que têm o objetivo de unir os trilhos aos dormentes. Elas podem ser divididas em dois grupos, rígidas ou elásticas, existindo grande variedade de modelos no mercado mundial. A escolha da fixação depende de características dos dormentes e dos trilhos, além dos carregamentos impostos, dos raios de curva e do poder de investimento da empresa ferroviária.

Conforme SELIG e WATERS (1994) as fixações devem evitar que os trilhos sofram deslocamentos verticais ascendentes, separando dos dormentes, laterais ou longitudinais em relação aos dormentes, seja por ações dinâmicas provocadas pelos veículos ou por esforços oriundos das variações de temperatura.

Na verdade, uma “fixação” é formada por um conjunto de elementos, mas geralmente se acentua o elemento principal que prende o trilho, como um grampo ou prego de linha. Portanto a nomenclatura correta seria “conjunto de fixação”, “sistema de fixação” ou “acessórios de fixação” e não apenas “fixação” (Figura 2.46). Ocorre que o termo conjunto também pode se referir às várias fixações ou vários conjuntos de fixações e nesse sentido é amplamente empregado apenas a palavra fixação, no inglês “*fastening*”.

As fixações rígidas normalmente são utilizadas em dormentes de madeira e não apresentam capacidade de deformação elástica considerável (como seria uma mola). Exemplos desse tipo de fixação são o prego de linha (Figura 2.47-a) ou o tirefond (tirefão), elementos que podem se afrouxar com as vibrações provocadas pelos veículos ferroviários e com a variação volumétrica da madeira em virtude da umidade.

Já as fixações elásticas podem apresentar deformação elástica considerável, a exemplo dos grampos elásticos, que tendem a manter uma pressão constante no patim do trilho, mas que pode ser perdida com repetidas ações de retirada e inserção nos trabalhos de manutenção (Figura 2.47-b).



Figura 2.46 – (a) Conjunto de fixação separado; (b) Conjunto montado: (1) tirefond; (2) elastômero de apoio do trilho, geralmente não utilizado quando da existência da placa de apoio metálica; (3) mola tensionadora; (4) elemento de fixação; (5) parafuso de pressão; (6) placa de apoio metálica

Disponível em <http://en.wikipedia.org/wiki/Rail_fastening_system>. Acesso em 31/03/2015.



Figura 2.47 – (a) Prego de linha; (b) Grampo elástico fastclip

Disponível em <http://en.wikipedia.org/wiki/Rail_fastening_system>. Acesso em 31/03/2015.

No caso dos pregos de linha, o fuste é cravado na madeira a golpes, enquanto a parte superior (cabeça) é pressionada contra o patim do trilho, prendendo o dormente ao trilho (Figura 2.48-a). Por ser um elemento que perde pressão, seu uso deve estar restrito a linhas secundárias, com grandes raios e baixo tráfego. Conforme SCHRAMM (1977), o prego elástico simples exerce uma força no patim do trilho de 5 a 15 kN.

O tirefond ou tirefão é um parafuso de rosca soberba, utilizado para prender a placa de apoio de conjuntos elásticos ao dormente de madeira ou também para prender diretamente o patim do trilho, quando considerado fixação rígida (Figura 2.49-a). O elemento é normatizado pela ABNT NBR 8497 (2009), sua cabeça é quadrada ou retangular e o comprimento do fuste tem em torno de 18 cm, com diâmetro de 20 mm.

No intuito de melhorar o desempenho desse tipo de fixação, alguns conjuntos utilizam elementos entre o tirefond e o patim do trilho, as chamadas “castanhas”.

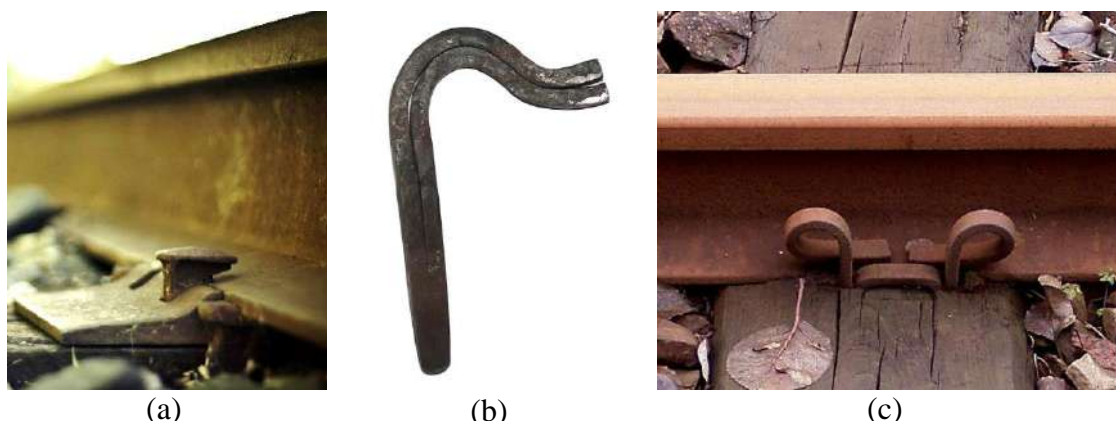


Figura 2.48 – (a) Prego de linha rígido em serviço; (b) Prego elástico simples. (c) Prego elástico duplo em serviço

Disponíveis em <<http://macrophotoz.com>>, <<http://www.suyurailfastening.com/>> e <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/b/b4/Spring_spike_rail_fastener%2C_without_baseplate%2C_cropped_version.JPG>. Acessos em 15/02/2016



Figura 2.49 – (a) Tirefond prendendo diretamente o patim do trilho; (b) Conjunto de fixação com tirefond e castanha

Disponíveis em <<http://nsm01.casimages.com/img/2009/04/28//090428023705626893560576.jpg>> e <http://farm4.static.flickr.com/3640/4555925456_789fe154d2_m.jpg>. Acessos em 29/04/2015.

Com o tempo, pelas intempéries e apodrecimento da madeira, os pregos de linha e os tirefonds tendem a se afrouxar. Para contornar essa situação, conforme SCHRAMM (1977), tentativas de utilizar tirefonds maiores que ultrapassassem o dormente, aplicando-se uma porca na parte inferior em contato com o lastro, fracassaram pela grande dificuldade de manutenção que essa solução apresentava.

Outro tipo de sistema de fixação é o K, também conhecido como GEO, concebido em 1926 na Alemanha na tentativa de padronizar todas as linhas daquele país ao final da primeira guerra mundial (SCHRAMM, 1977). Esse tipo de fixação é usualmente adotado

em dormentes de aço, com a placa de apoio usinada juntamente com o dormente ou aparafusada.

Conforme apresentado na Figura 2.50, na fixação K utiliza-se um tirefond para prender a placa de apoio ao dormente, uma castanha para fazer pressão entre o patim e a placa de apoio e um parafuso tipo T, preso por uma porca, responsável pela pressão entre a placa e a castanha. As arruelas de pressão são utilizadas para melhorar a retenção da fixação que é perdida ao longo do tempo, fornecendo pequena flexibilidade ao conjunto. Entre o trilho e a placa de apoio pode-se adicionar uma borracha polimérica (coxim), no intuito de proporcionar maior resiliência ao conjunto. Os coxins também aumentam a aderência entre o trilho e a placa de apoio, gerando resistência ao movimento longitudinal do trilho em relação ao dormente.



Figura 2.50 – Fixação tipo K ou GEO com castanha e coxim
Disponível em <<http://gumissio.com/en/railway>>. Acesso em 29/04/2015

A maioria dos conjuntos de fixações são desenvolvidos para tipos específicos de dormentes. No entanto, existem conjuntos utilizados em diferentes tipos de dormentes, como a fixação elástica Pandrol e-clip (Figura 2.51), bastante difundida no Brasil e que serve tanto para o dormente de madeira quando para o de concreto, alterando-se apenas o apoio do trilho e a maneira como se prende o grampo em cada caso. No dormente de madeira utiliza-se tirefonds e placa de apoio metálica. Já no dormente de concreto, utiliza-se ombreira (elemento de ferro fundido chumbado no concreto do dormente, conhecido do inglês como “*shoulder*”), palmilha amortecedora polimérica e opcionalmente calço isolador no contato entre o grampo e o patim do trilho, no intuito de aumentar a pressão do grampo e isolar o contato metálico entre o trilho e o grampo.



Figura 2.51 – Fixação Pandrol e-clip: (a) para dormente de madeira; (b) para dormente de concreto

Disponível em <<http://en.wikipedia.org/wiki/Pandrol>>. Acesso em 19/05/2014

Com o intuito de medir o deslocamento relativo horizontal entre os trilhos e os dormentes, QUEIROZ (2002) realizou ensaios em um pavimento ferroviário em escala real, com espaçamento entre dormentes igual a 60 cm e conjunto de fixação Pandrol e-clip para diferentes tipos de dormentes. Os resultados resultaram em:

- a) um deslocamento de 0,13 mm para dormentes de madeira;
- b) um deslocamento de 0,20 mm para dormentes de concreto protendido;
- c) um deslocamento de 0,48 mm para dormentes de concreto bi bloco;
- d) um deslocamento de 0,07 mm para dormentes de aço.

Atualmente, um exemplo do avanço tecnológico dos conjuntos de fixação é o sistema Vossloh (Figura 2.52), que consiste em um grampo elástico duplo preso a um parafuso tipo T ou tirefond. O grampo duplo ao mesmo tempo que exerce pressão no patim do trilho, prendendo-o ao dormente, garante elasticidade no movimento vertical, mantendo sempre o tirefond tracionado. Quando fixado ao dormente com o auxílio de molas, o conjunto de fixação absorve melhor as vibrações oriundas do material rodante, evitando o afrouxamento das porcas.



Figura 2.52 – Conjuntos de fixação Vossloh

Disponível em <<http://www.vossloh.com/>>. Acesso em 29/04/2015

Antigamente, com a utilização de madeiras nobres e o baixo carregamento por eixo, os trilhos eram apoiados diretamente sobre os dormentes e a declividade no apoio realizada entalhando-se o dormente. No entanto, com o aumento dos carregamentos, a escassez da madeira e a utilização de espécies brandas como o eucalipto, houve a necessidade da utilização de um elemento entre o trilho e o dormente, no intuito principal de reduzir as tensões solicitantes por intermédio do aumento da área de contato.

Surgiu então a placa de apoio, que deve ter rigidez e espessura suficientes para resistir e distribuir as tensões aos dormentes, aumentando a durabilidade do dormente, reduzindo as movimentações laterais dos trilhos e garantindo a inexistência do contato direto do patim do trilho com o dormente.

A norma brasileira para as placas de apoio é a ABNT NBR 15497 (2007), especificando que o ferro fundido ou aço da placa tenha resistência mínima à tração de 420 MPa. Especifica também um ensaio de carga repetida (136 kN) numa frequência de não maior que 5 Hz durante três milhões de ciclos, não podendo ocorrer falhas em qualquer elemento do conjunto de fixação.

Existem diversos tipos de placas de apoio, com furos circulares, quadrados ou retangulares, geralmente específicas para determinado tipo de fixação, rígida ou elástica, com espessura em torno de 20 mm e declividade para o centro da via de 1:20 ou 1:40. As dimensões geométricas variam conforme o tipo de trilho (Figura 2.53).



Figura 2.53 – Exemplos de placas de apoio
Disponível em < <http://www.railway-fastener.com/>>. Acesso em 29/04/2015.

No caso dos dormentes de concreto, ao invés de placas de apoio metálicas, geralmente são utilizadas palmilhas poliméricas (Figura 2.54), também conhecidas como palmilhas amortecedoras ou resilientes, com função principal de uniformizar as tensões de contato e amortecer o contato rígido do aço do trilho com o concreto do dormente que, somado à frequência do carregamento dinâmico, é fonte de rápida deterioração do concreto. A especificação brasileira para a palmilha amortecedora é a VALEC (2012c),

sendo o material polietileno de alta densidade (9,5 a 9,7 kN/m³) com resistência à tração de aproximadamente 25 MPa.



Figura 2.54 – Palmilha amortecedora para dormentes de concreto

Fonte: TZANAKAKIS, 2013

Conforme SELIG e WATERS (1994), palmilhas amortecedoras não são utilizadas em dormentes de madeira pois a madeira já possui a resiliência necessária. Já no caso dos dormentes de concreto, a palmilha é necessária para:

- a) prover a resiliência necessária ao conjunto trilho/dormente;
- b) melhorar o amortecimento das vibrações do material rodante;
- c) reduzir o atrito de contato entre o trilho e o dormente;
- d) prover o isolamento elétrico em linhas sinalizadas.

Palmilhas amortecedoras têm em média de 5 a 10 mm de espessura, apresentando variações conforme o tipo de fixação e a magnitude da carga de projeto. De acordo com ANDERSON e ROSE (2008), a tensão que efetivamente atua no elemento não é uniformemente distribuída (Figura 2.55), implicando em concentrações de tensões em determinados locais que podem levar o material à ruptura.

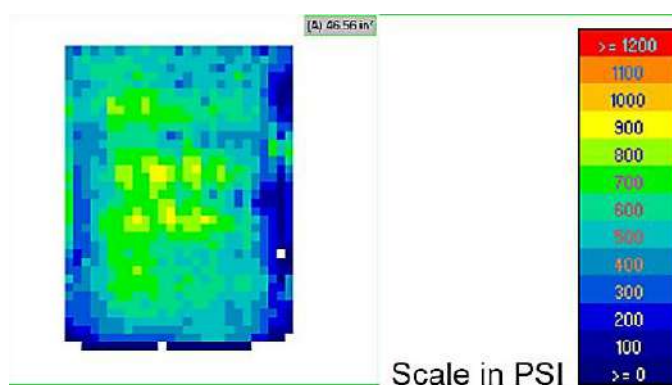


Figura 2.55 – Tensões entre o trilho e uma placa de apoio (1 psi \cong 6,9 kPa)

Fonte: ANDERSON e ROSE, 2008

Para contornar o problema algumas ferrovias adotam o uso de coxins entre o trilho e a placa de apoio ou também entre a placa de apoio e o dormente (rever Figura 2.50). Segundo SCHRAMM (1977), testes em 1950 na Alemanha utilizando coxins entre a

placa de apoio e o dormente de madeira apresentaram ótimos resultados, aumentando a durabilidade dos dormentes. O coxim, feito de polímero, permite melhor distribuição das tensões, reduzindo o efeito nocivo das vibrações e ao mesmo tempo aumentando o atrito entre os elementos, reduzindo o escorregamento longitudinal.

No dormente de aço a placa de apoio pode ser diretamente soldada no dormente (Figura 2.56-b) ou aparafusada através de furos que já vêm usinados no dormente (Figura 2.56-d). A palmilha amortecedora pode ser utilizada em linhas sinalizadas para isolar o trilho do dormente.

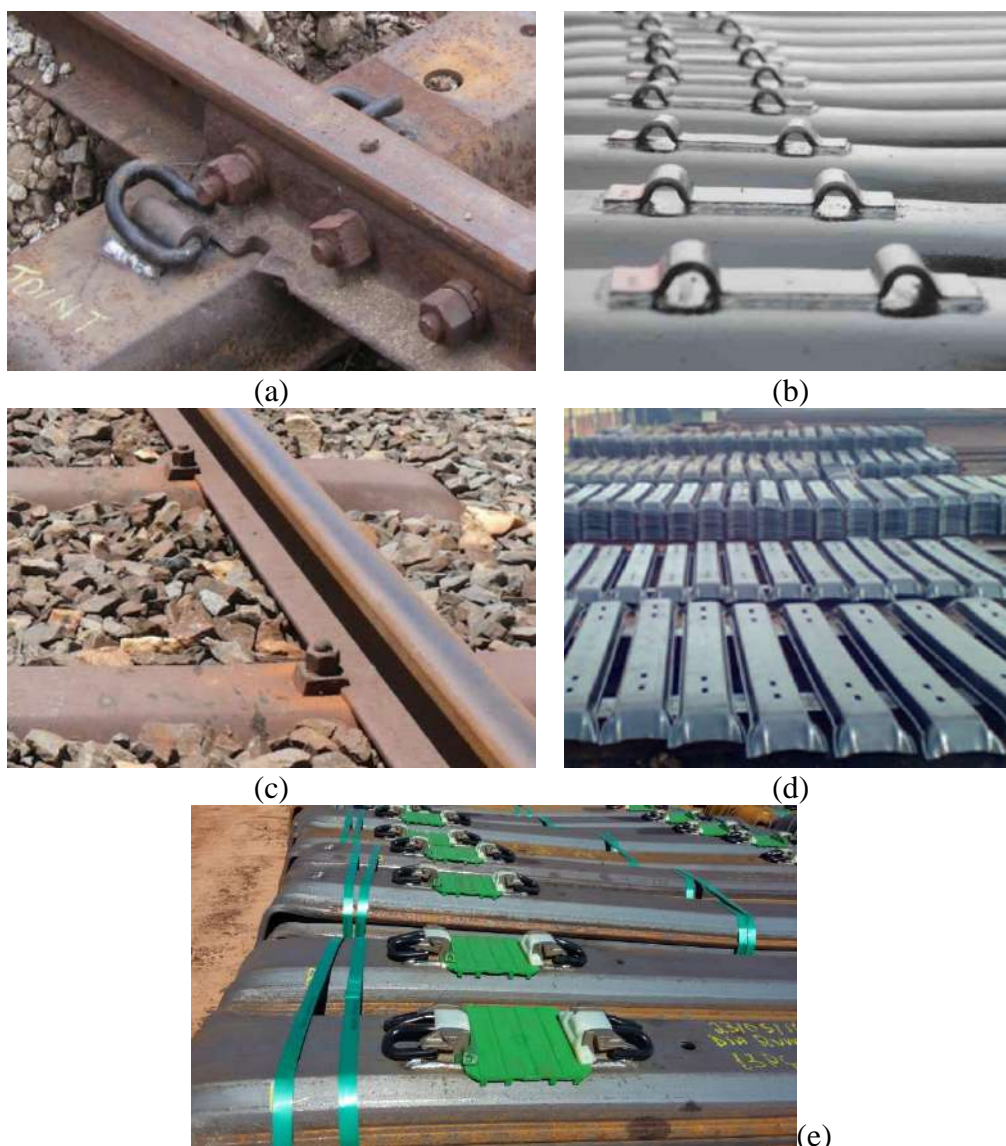


Figura 2.56 – Fixação no dormente de aço: (a) cavidade do grampo soldada e sem palmilha isoladora/amortecedora; (b) placa de apoio soldada ao dormente; (c) castanhas aparafusadas no dormente; (d) furos usinados; (e) fixação fastclip e placa de apoio

Disponíveis em <<http://www.atrq.net/wp-content/gallery/anagrams/Installing-100th-Steel-or-Concrete-Sleeper-Mainline-Sat-9th-Aug-2014-BB.jpg>>, <http://www.royaltrack.com/product_photo/13758553551_21.jpg> e <<http://www.jekay.com/products/rss.png>>. Acessos em 15/02/2016

2.2.5 Bitola

A bitola é a distância interna entre trilhos, também responsável por influenciar a distribuição das tensões em maiores profundidades do pavimento ferroviário, devendo ser padrão ao longo de toda a ferrovia, que conforme VALE (2009) é medida a aproximadamente 1,5 cm abaixo do topo do boleto (mesma posição em vias novas ou em construção), no intuito de se desconsiderar eventuais defeitos na superfície do trilho (Figura 2.57). As principais bitolas existentes no mundo são:

- a) métrica ou estreita, medindo 1 m;
- b) normal ou padrão, medindo 1,435 m;
- c) larga, maior que 1,5 m. No Brasil 1,6 m.

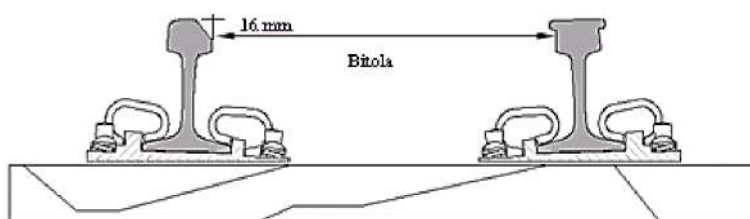


Figura 2.57 – Medida da bitola abaixo do topo do boleto
Fonte: VALE, 2009

Existe ainda a bitola mista, onde sobre os dormentes existem três trilhos. A diversidade das bitolas existentes é sem sombra de dúvidas um gargalo para a modalidade ferroviária, pois limita a circulação dos trens entre países ou até mesmo regiões dentro de um mesmo estado. Mais do que apenas uma limitação geográfica de circulação, a bitola determina a largura da plataforma e consequentemente as dimensões das obras de arte (de grande impacto no custo de construção), influencia na estabilidade da composição, sua capacidade de carga e velocidade. Locomotivas e vagões de diferentes bitolas também necessitam de diferentes projetos de fabricação.

Em meados do século XX, segundo SCHRAMM (1977), a distribuição de bitolas no mundo apresentava percentual de acordo com a Figura 2.58. Conforme pesquisas de SANTOS (2011), no ano de 2009 existiam no Brasil aproximadamente 29.000 km de linhas férreas, das quais 17,4 % eram de bitola larga de 1,6 m e 80,16 % de bitola métrica. Essa proporção não é tão diferente dos dias atuais, com a tendência do aumento da bitola larga com a finalização das construções das Ferrovias Norte Sul (FNS), Ferrovia de Integração Oeste-Leste (FIOL) e Transnordestina.

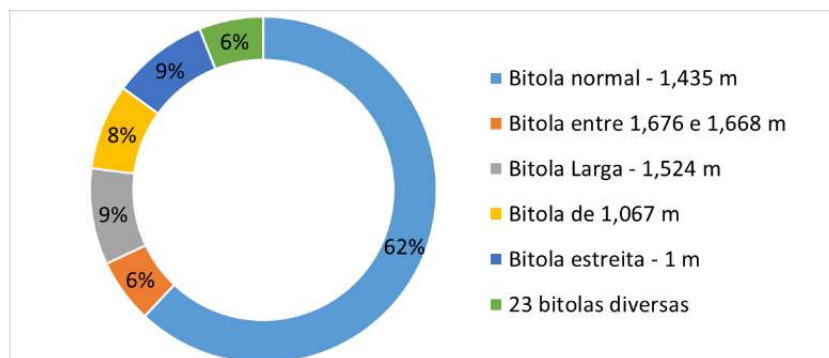


Figura 2.58 – Distribuição das bitolas no mundo em 1977
Fonte: adaptado de SCHRAMM, 1977

Uma representação mais atualizada da variação das bitolas no mundo é apresentada a Figura 2.59. Nela, a cor de cada território representa a bitola predominante em cada território até o ano de 2017, geralmente também existindo mais de uma bitola dentro do território específico, porém não representada.

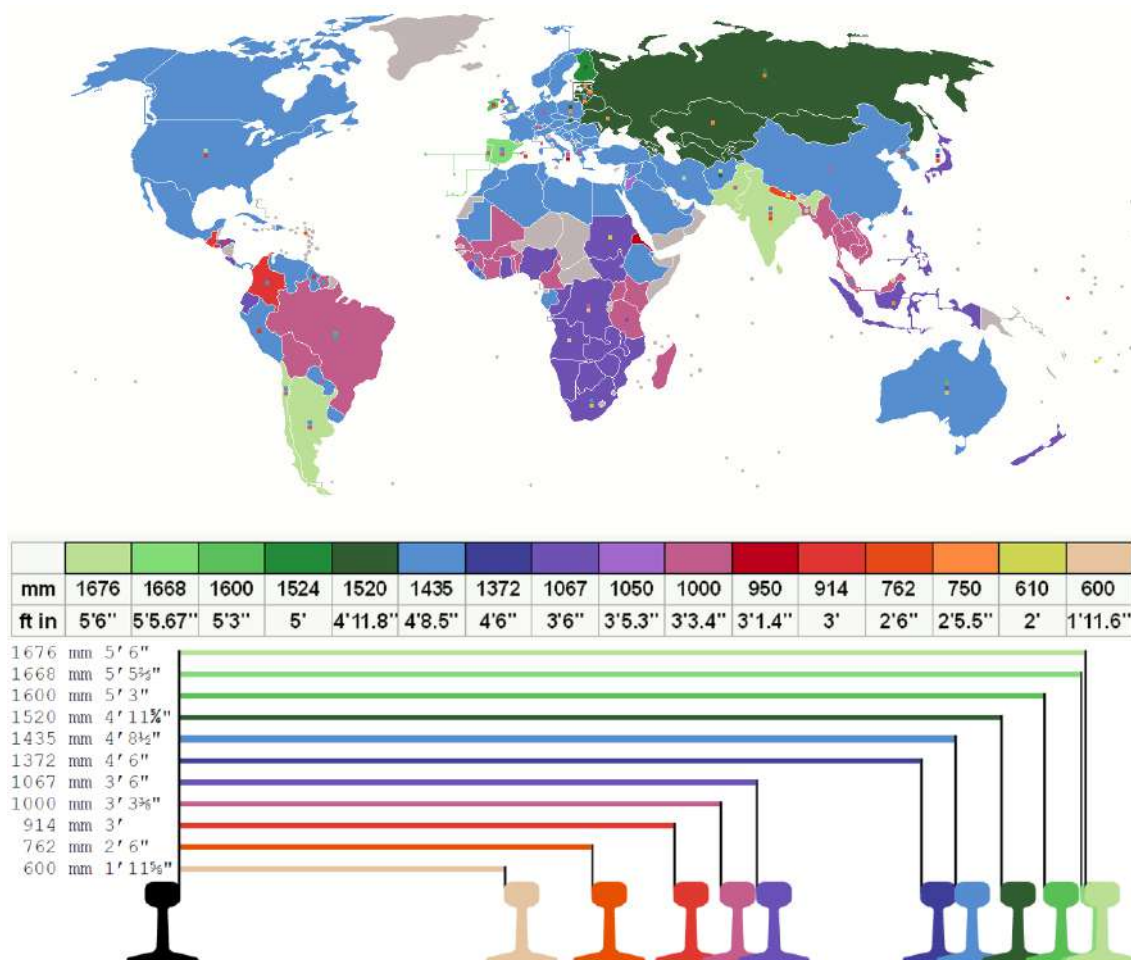


Figura 2.59 – Distribuição de bitolas no mundo
< https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/1/1f/Rail_gauge_world.png >.
Acesso em 13/01/2017

Países como Estados Unidos e Canadá têm a vantagem de adotar apenas uma bitola, no caso a normal de 1,435 m, garantindo que um mesmo trem consiga circular em praticamente todas as estradas de ferro dos dois países.

Diferentes tipos de bitola podem ter razões estratégicas. Bitolas menores proporcionam menores custos de construção e manutenção da ferrovia. No passado, bitolas diferentes entre países vizinhos era considerado uma estratégia de guerra, a exemplo da Rússia, que tem uma bitola única no mundo até os dias atuais de 1520 mm. No caso de uma invasão militar, as composições do país invasor teriam dificuldade em trafegar no país invadido.

2.3 Análises não destrutivas do pavimento ferroviário

Existem diversas maneiras e equipamentos para se analisar o pavimento ferroviário em uso. Alguns autores utilizam extensômetros, outros células de carga, dispositivos de medição de deslocamentos como settlement pegs ou LVDTs, eletrônicos portáteis para a estimativa do módulo de resiliência, etc.

De fato, apesar da grande gama de equipamentos e dispositivos de medição disponíveis no mercado é consenso entre os pesquisadores ferroviários a importância de dois parâmetros globais fundamentais: a deflexão e o módulo de via. Tais parâmetros sofrem a influência:

- a) do tipo de vagão, resultando em grande variabilidade dos carregamentos;
- b) da velocidade, resultando em variabilidade das frequências de carga;
- c) dos próprios aparelhos de medição de campo, muito variáveis, como inventos particulares, LVDTs, relógio comparadores ou settlement pegs. Aparelhos diferentes e que podem ser posicionados em diferentes localizações do pavimento, como no patim do trilho, no dormente ou no lastro, não havendo uma padronização normatizada.

Nexte contexto é grande a variabilidade dos resultados encontrados entre diversos pesquisadores, o que ainda torna imprecisa a relação entre diversos tipos de pavimentos e sua respectiva deflexão e módulo de via, propriedades relevantes que são apresentadas no Anexo D – Resultados das simulações realizadas – desta pesquisa para diferentes tipos de pavimentos. No capítulo 5 - Metodologia, planejamento da modelagem e resultados das simulações - são apresentadas correlações entre os valores encontrados nesta pesquisa com os valores encontrados por diversos pesquisadores que efetuaram medidas em campo.

2.3.1 A viga Benkelman e a deflexão do pavimento ferroviário

Em rodovias é comum a utilização da viga Benkelman para a medição de deflexões do pavimento, seja na base ou na camada de rolamento. O ensaio é considerado não destrutivo e a medida representa um deslocamento vertical para baixo de todas as camadas abaixo do ponto de aplicação de carga.

A viga Benkelman foi desenvolvida na década de 1950 pelo engenheiro A. C. Benkelman, sendo utilizada extensivamente no mundo para a avaliação de pavimentos. Sua utilização é recomendada para avaliação durante a construção de cada camada do pavimento, servindo de controle de qualidade e registro das variações das deflexões ao longo do corpo estradal. O ensaio pode ser realizado no mesmo ponto diversas vezes, tornando uma excelente ferramenta para a avaliação estrutural ao longo dos anos.

Nas ferrovias pode-se utilizá-la de maneira semelhante às rodovias até a camada do sublastro. Com o lançamento da grade, avalia-se a deflexão de todo o pavimento com a viga Benkelman conforme apresentado na Figura 2.60, posicionando a ponta da viga no patim do trilho conforme apresentado por MERHEB (2014), Figura 2.61.



Figura 2.60 – Utilização de viga Benkelman na ferrovia

Fonte: (a) FERNANDES, 2005; (b) SPADA, 2003



Figura 2.61 – Posicionamento da Viga Benkelman no patim do trilho

Fonte: MERHEB, 2014

No Brasil a determinação das deflexões pela viga Benkelman é normalizada para rodovias pelo método DNER-ME 024 (1994), não existindo norma específica para ferrovias, porém utilizada em pesquisas como as de SPADA (2003), FERNANDES (2005) e COSTA *et al.* (2015). A medida da deflexão é realizada utilizando um relógio comparador ou LVDT com precisão milimétrica, medindo-se o deslocamento vertical sob o eixo de carga e em outros pontos distantes do eixo, caso necessário.

Conforme MEDINA e MOTTA (2015), considerando a padronização do ensaio para rodovias, cada leitura de deflexão após dado deslocamento só deve ser realizada após um intervalo de 3 min, tempo necessário para estabilização dos deslocamentos. Nas ferrovias tal critério serviria apenas para análises estáticas.

As deflexões obtidas com a viga Benkelman também podem refletir as fases de acomodação da via, principalmente o espaço vazio entre o dormente e o topo do lastro (gap). Por esse motivo, resultados obtidos com a viga Benkelman podem diferir daqueles estimados em modelos computacionais e teorias clássicas. Para evitar esse problema, alguns autores como SILVA (2002) procuraram efetuar o ensaio com a viga posicionada diretamente no lastro, o que seria vantajoso, pois não haveria influência do gap, porém não consideraria o deslocamento de todas as camadas do pavimento ferroviário.

Analisando diversos segmentos do trem de passageiros na cidade do Rio de Janeiro, SPADA (2003) encontrou deflexões variando na ordem de 2 a 7 mm, Figura 2.62 e Figura 2.63. O autor também comparou os valores obtidos com diversas teorias e os resultados obtidos no software FERROVIA, verificando que os modelos teóricos podem divergir significativamente dos valores medido em campo, seja devido a parâmetros na análise teórica estarem diferentes daqueles encontrados no pavimento real, seja em virtude dos vazios sob os dormentes, por problemas de manutenção ou pelo uso incorreto do equipamento de medição.

Nos trabalhos de COSTA *et al.* (2015) e COSTA (2016) é apresentado uma evolução da Viga Benkelman acoplada a um sistema digital de aquisição de dados em tempo real, permitindo ao pesquisador analisar a deflexão do pavimento ferroviário com o trem em movimento, Figura 2.64. Na Figura 2.65 é possível verificar deflexões obtidas pelo sistema da ordem de 1,4 mm para vagões carregados com 316 kN de minério por eixo a 33 km/h e vagões vazios com 80 kN por eixo a 20 km/h, em uma via nova, medidas a uma frequência de aquisição de dados de 100 Hz. Mencionam também deflexões da ordem de 3,5 mm para os vagões carregados a 55 km/h em uma via antiga.

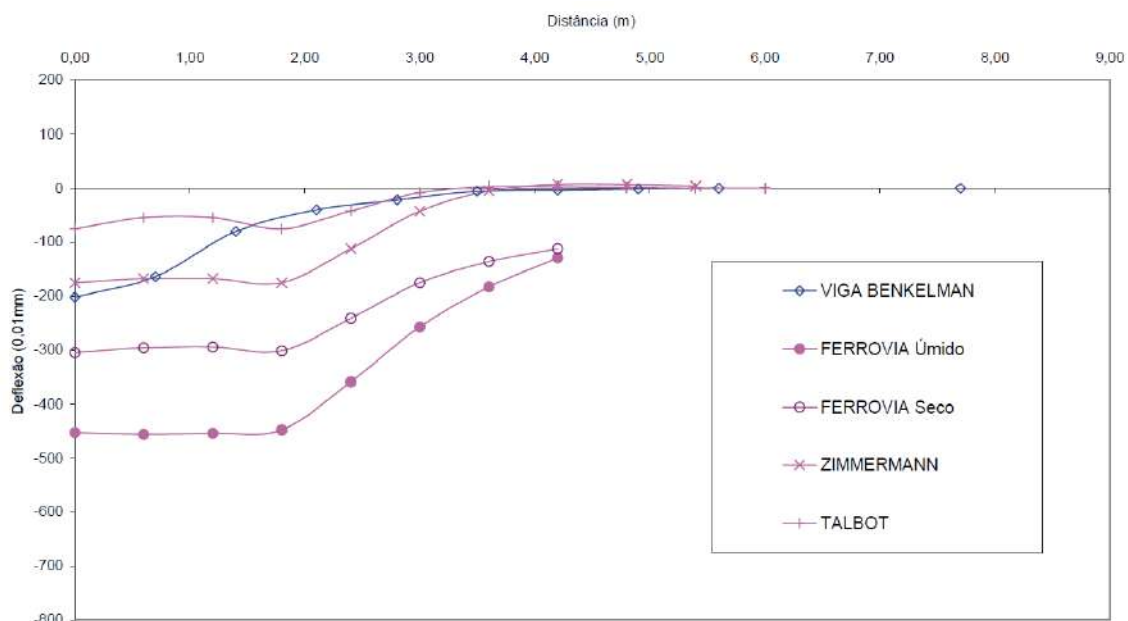


Figura 2.62 – Bacias de deflexão no trecho Comendador Soares/Austin, Rio de Janeiro, para um eixo de aproximadamente 232 kN
Fonte: SPADA, 2003

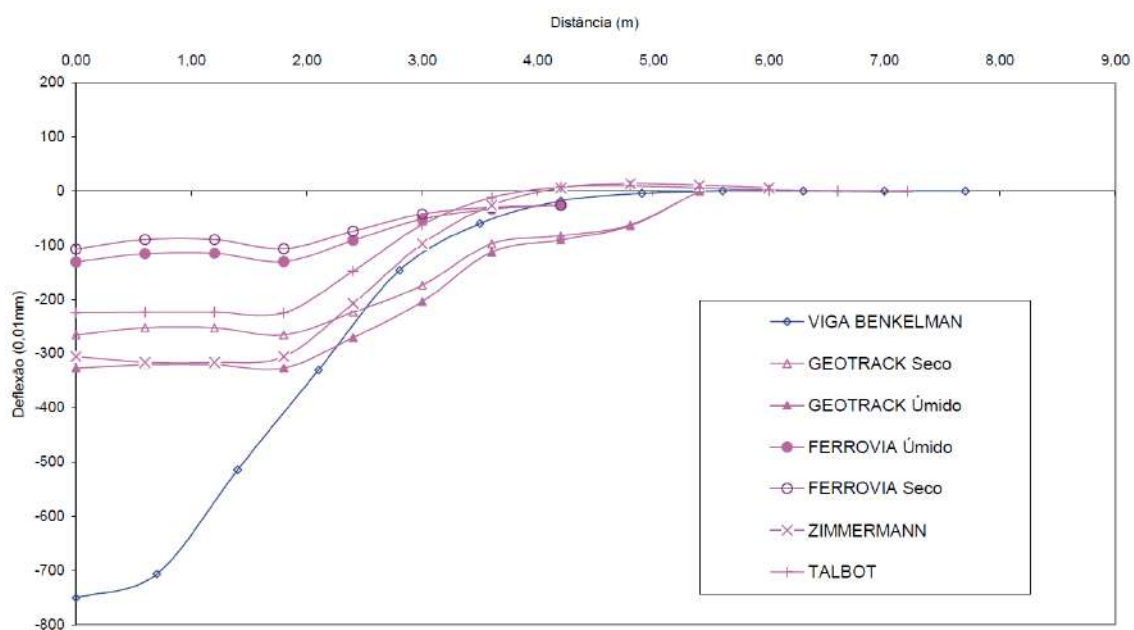


Figura 2.63 – Bacias de deflexão no trecho Piedade/Quintino, Rio de Janeiro, para um eixo de aproximadamente 232 kN
Fonte: SPADA, 2003



Figura 2.64 – Aparato de medição eletrônica de deflexões
Fonte: COSTA, 2016

As medidas apresentadas na Figura 2.65 foram realizadas em um mesmo ponto da via permanente durante a passagem de duas composições reais em viagens normais, uma sentido importação (vagões vazios) e outra sentido exportação (vagões carregados). Os gráficos correspondem à apenas parte do trem e os picos de deflexão representam dois truques entre vagões adjacentes, com significativa redução da deflexão entre os truques de um mesmo vagão. É possível constatar que as deflexões não cessam totalmente, existindo uma deflexão residual de aproximadamente 0,3 mm. Tomando o ponto de medição como referência, cada passagem de vagão dura em torno de 1 segundo a 33 km/h, gerando uma frequência média de carga de aproximadamente 1 Hz.

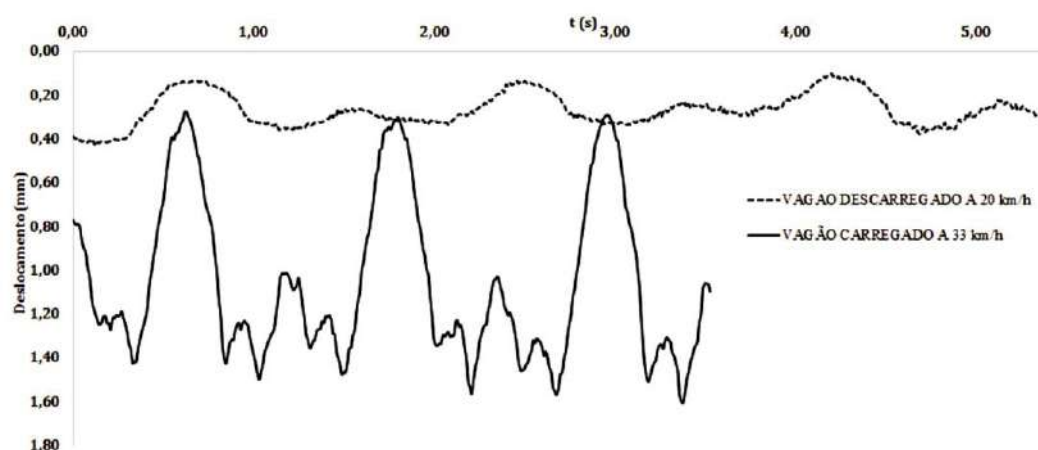


Figura 2.65 – Deflexão em via com lastro novo e dormente de concreto
Fonte: COSTA *et al.*, 2015

Valores de deflexões do pavimento ferroviário em 6 seções experimentais solicitadas por uma locomotiva de 8 eixos e 2 truques com um peso total de 1600 kN são apresentados por FERNANDES (2005) na Figura 2.66. A via era composta por trilhos

TR-68, dormentes de aço e lastro de escória de aciaria, com a maioria das deflexões da ordem de 1,5 mm. Maiores delhalhes dos trechos experimentais do autor serão apresentados na seção 5.2.2.2.

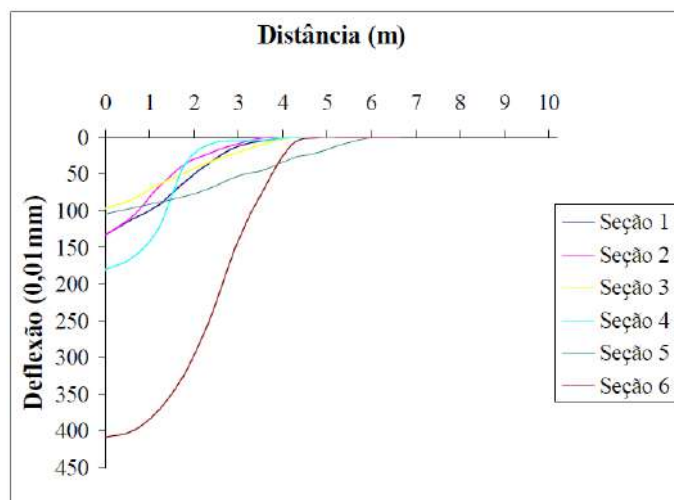


Figura 2.66 – Bacias de deformação para diversas estruturas ferroviárias
Fonte: FERNANDES, 2005

Conforme HAY (1982)¹⁵ *apud* FERNANDES (2005), as deflexões da superestrutura devem estar no intervalo de 3,3 a 5,1 mm para uma qualidade satisfatória do pavimento ferroviário. Para carregamentos de roda com 150 kN, Albeck et al. (1975)¹⁶ *apud* FERNANDES (2005) mencionam deflexões variando entre 1,5 mm a 3,2 mm. Os limites das deflexões apontadas pela AREMA (2013) são da ordem de 3,175 a 6,35 mm.

Com base em critérios de durabilidade, sem ser específico nos carregamentos, mas considerando a deflexão no topo do trilho, LUNDGREN *et al.* (1970) incorporaram o diagrama da Figura 2.67, baseado na vida útil do pavimento, sendo o segmento:

- a) A, para deflexões de vias com durabilidade indefinida;
- b) B, para deflexões normais em pavimentos de carga pesada, com boa combinação de rigidez e flexibilidade. Corresponde ao intervalo definido pela AREMA (2013);
- c) C, para limite desejável de deflexão em pavimentos com trilhos inferiores a 50 kg/m (TR-50);
- d) D, deflexões para vias com baixo nível de manutenção, apresentando algum problema e que irão se deteriorar rapidamente.

¹⁶ ALBECK, D. R., MEACHAN, H. C. e PRAUCE, R. H. (1975). The Development of Analytical Models for Railroad Track Dynamics. In: Proceedings of Symposium of Railroad Track Mechanics and Technology, Princeton University, New Jersey Pergamon Press.

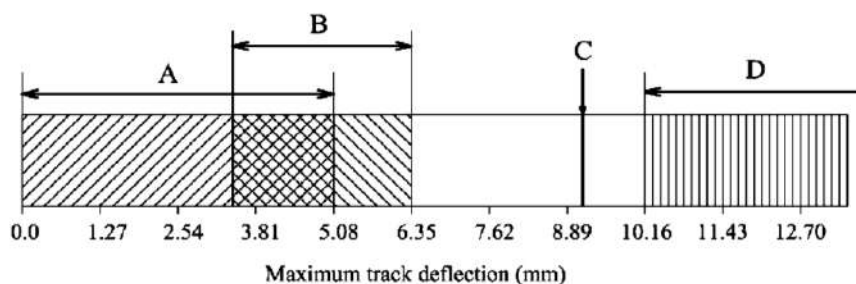


Figura 2.67 – Critérios de deflexão do pavimento com base na durabilidade
Fonte: LUNDGREN *et al.*, 1970

As deflexões apresentadas anteriormente representam o deslocamento imediato do pavimento sob carregamentos, portanto não se percebe o acréscimo das deformações ao longo do tempo. Nesse aspecto, utilizando um conjunto de barras deslizantes internas a barras fixas ocas, INDRARATNA *et al.* (2011) realizaram medidas de deslocamentos verticais no lastro durante um período de 18 meses, que correspondem a deformações permanentes acumuladas (Figura 2.68). Como resultado de tal análise, verifica-se acentuado aumento das deformações nos primeiros 120 mil ciclos de carga. O lastro reciclado (*recycled ballast*), resultante da limpeza nas atividades de manutenção, resultou em menor deformação vertical graças à sua granulometria mais densa em relação a granulometria mais uniforme do lastro novo (*fresh ballast*). Ao longo de 18 meses e aproximadamente 900 mil ciclos de carga, o deslocamento vertical ultrapassou 15 mm. No mesmo período a deformação cisalhante chegou a 3,5 % e a volumétrica a 4,75 %.

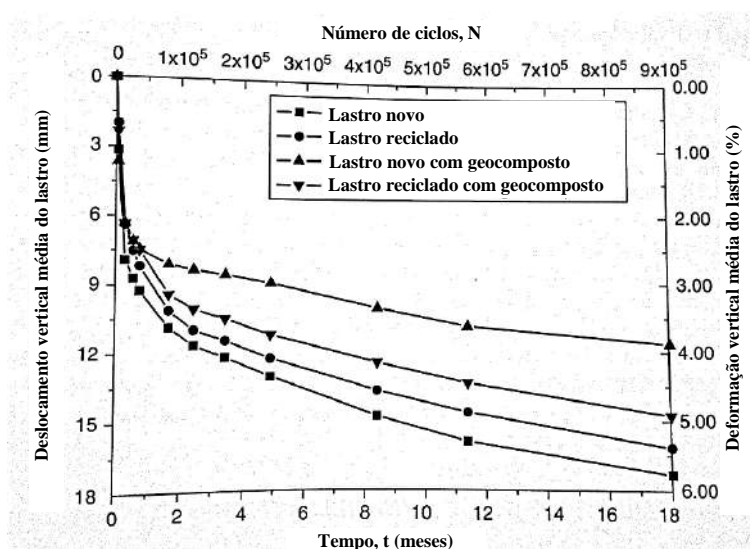


Figura 2.68 – Deformação e deslocamento vertical médio do lastro ao longo de 18 meses em uma via real
Fonte: INDRARATNA *et al.*, 2011

2.3.2 Settlement Pegs

Utilizado por INDRARATNA e NIMBALKAR (2013) e NIMBALKAR e INDRARATNA (2016), como demonstrado na Figura 2.69 e na Figura 2.70, “*Settlement Pegs*” são dispositivos metálicos rígidos, com placas de referência na extremidade, posicionados em determinadas posições do pavimento ferroviário no intuito de avaliar o deslocamento vertical permanente.

Na base do “*Settlement Peg*” é soldada uma chapa de aço de aproximadamente 100 x 100 x 6 mm, que tem o objetivo de permanecer em contato com o material circundante. Quando ocorre o descocamento vertical do ponto em análise, todo o fuste com aproximadamente 10 mm de diâmetro se desloca juntamente com a chapa, possibilitando medir no topo do fuste com o auxílio de um LVDT ou relógio comparador tal variação. Para reduzir o atrito lateral do fuste com o material adjacente, tem-se como solução a inserção do fuste do *Settlement Peg* em um tubo oco.

Com o deslocamento relativo entre dois *Settlement Pegs* na mesma projeção vertical, um sob o dormente e outro na base do lastro, é possível determinar em campo a deformação vertical da camada de lastro entre os dois pontos.



Figura 2.69 – Utilização de *Settlement Pegs* na avaliação da deformação do pavimento em ensaios de caixa: (a) base dos *Settlement Pegs* posicionadas antes da aplicação do lastro; (b) parte superior dos *Settlement Pegs* após aplicação do lastro

Fonte: INDRARATNA e NIMBALKAR, 2013

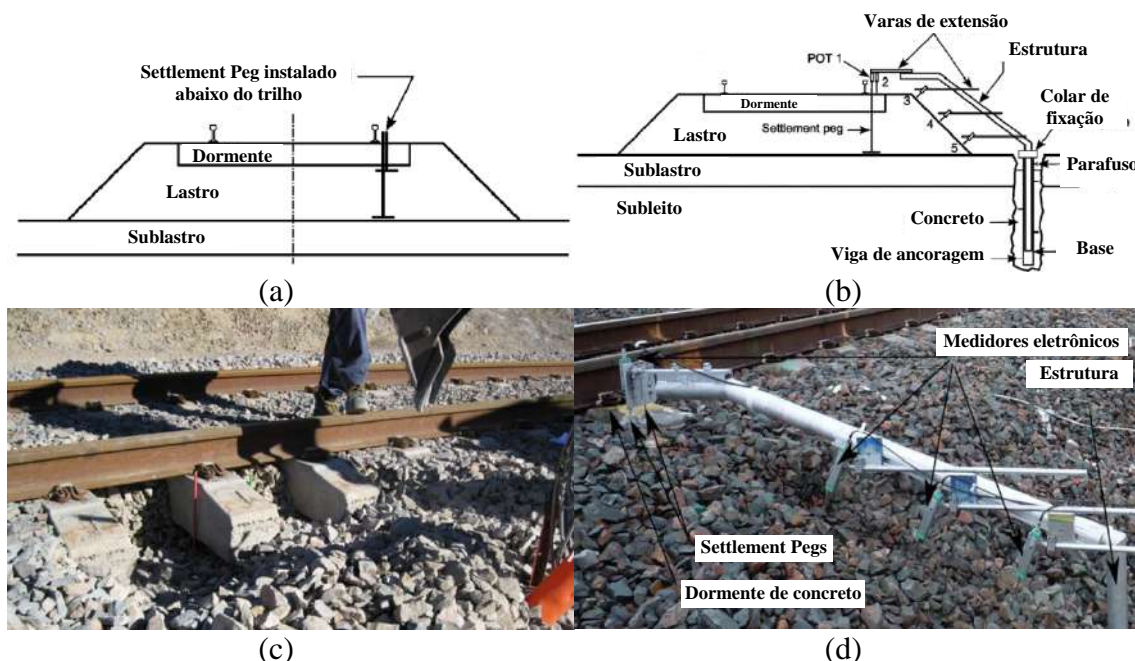


Figura 2.70 - Utilização de *Settlement Pegs* na avaliação da deformação do pavimento em campo: (a) e (c) esquema de posicionamento dos *Settlement Pegs*; (b) e (d) esquema de posicionamento do suporte dos LVDTs para obtenção eletrônica das medidas

Fonte: NIMBALKAR e INDRARATNA, 2016

2.3.3 GeoGauge

O GeoGauge é um equipamento portátil com aproximadamente 10 kg, que permite uma avaliação *in situ* da rigidez (MN/m) e do módulo de elasticidade (MPa) do material. É um método não destrutivo para avaliação estrutural, podendo ser usado durante a fase de construção ou na vida útil do pavimento para avaliações periódicas (Figura 2.71). A norma do ensaio é a ASTM D 6758.

Conforme GEOGAUGE (2007), o princípio de funcionamento é a medida de deformações provocadas por vibrações com 25 estágios de frequências entre 100 e 196 Hz. O alcance das vibrações varia entre 22 e 31 cm, possibilitando avaliar apenas camadas individuais. Todo o processo de medida dura em torno de 1 min. O equipamento tem capacidade de avaliar rigidez em intervalos de 3 a 70 MN/m e o módulo de resiliência em intervalos de 26,2 a 610 MPa. De acordo com o fabricante, o coeficiente de variação é menor que 10 %.

Segundo MEDINA e MOTTA (2015), para uma avaliação satisfatória, deve haver pelo menos 60 % de contato do perímetro do anel metálico na base do equipamento com o material em análise, o que pode ser um problema em materiais estritamente granulares como o lastro.



(a) (b)
 Figura 2.71 - GeoGauge™, visão superior do equipamento
 Fonte: FERNANDES, 2005

Conforme FERNANDES (2005), análises em subleitos do pavimento ferroviário na Estrada de Ferro Vitória Minas com o GeoGauge apresentaram resultados variando de 90 a 110 MPa. Contudo, sabe-se que podem existir variações entre resultados obtidos pelo GeoGauge com resultados obtidos em ensaios triaxiais de carga repetida.

2.3.4 Light Weight Deflectometer (LWD)

O LWD é um equipamento de impacto e operação manual, podendo ser utilizado durante a construção ou para a avaliação estrutural ao longo da vida útil do pavimento (Figura 2.72). As normas do ensaio são a ASTM E 2835-11 e a ASTM E 2583-07.

Conforme TERRATEST (2013) e MIRANDA (2013), o equipamento tem um peso de 10 ou 15 kg (dependendo da marca e modelo) que cai na direção de sua placa de carga com 30 cm de diâmetro, provendo uma capacidade de medir módulos de resiliência de até 2 GPa. O equipamento ainda conta com um receptor GPS de precisão, que ajuda a referenciar o local do ensaio para análises comparativas futuras.



Figura 2.72 - Light Weight Deflectometer (LWD)
 Fonte: TERRATEST, 2013

Segundo MEDINA e MOTTA (2015), a deflexão obtida pelo LWD é utilizada para estimar o módulo de resiliência de camadas conforme a equação (2.18). Para isto, o equipamento utiliza a Teoria da Elasticidade e de BOUSSINESQ (1885)¹⁷.

$$MR = \frac{F (1 - \nu^2) \sigma R}{d_f} \quad (2.18)$$

Onde:

F = fator variável:

2 para distribuição uniforme;

$\pi/2$ para placa rígida;

8/3 para distribuição parabólica, solo granular;

4/3 para distribuição parabólica, solo coesivo;

ν = coeficiente de Poisson;

σ = tensão aplicada (kPa);

R = raio do prato de carga (mm);

d_f = deflexão medida (μm).

2.3.5 Sensores de deformação e pressão

Uma maneira de medir as deformações do pavimento ferroviário é utilizando extensômetros elétrico-resistivos. Conforme explica FERNANDES (2005), tais sensores podem ser montados em bases de acrílico com dimensões de 120 x 14 x 5 mm, formando o aspecto de um carretel. Os carreteis podem ser utilizados para medidas horizontais e verticais no sublastro e no subleito, enterrados semelhantemente ao apresentado na Figura 2.73. Para medidas verticais, o carretel fica na vertical, para medições horizontais este fica deitado. Os dados são enviados para uma central de aquisição de dados.



Figura 2.73 – Sensores de deformação enterrado no subleito ferroviário

Fonte: FERNANDES, 2005

No caso das medidas de tensão, pode-se utilizar células de pressão (ou de tensão), Figura 2.74, que segundo INDRARATNA *et al.* (2011) não devem alterar o estado de tensão atual dos materiais em campo. A inclusão desse tipo de dispositivo no lastro é

¹⁷ BOUSSINESQ, J. (1885). "Application des Potentials a L'Etude de L'Equilibre et du Movement des solides Elastiques". Gauthier-villars, Paris.

complicada, uma vez que os fragmentos de rocha não proporcionam uma camada uniforme de contato com o dispositivo de medição. Para contornar esse tipo de situação pode-se colocar no entorno uma porção de areia ou outro material no intuito de melhorar a uniformização da superfície de contato.



Figura 2.74 – Células de pressão sob o dormente para medidas de tensões verticais e transversais

Fonte: INDRARATNA *et al.*, 2011

Células de pressão foram utilizadas por RAYMOND (1979)¹⁸ *apud* QUEIROZ (1990), que estudou a influência do ciclo de carregamento nas camadas do pavimento ferroviário, em uma via em escala real com 11 dormentes, lastro de 30 cm, sublastro de 30 cm e 60 cm de areia como fundação, monitorada por células de carga. Forças equivalentes a um eixo de 268 kN foram aplicadas até o primeiro milhão de ciclos de carga, sendo aumentadas para 400 kN em 150 mil ciclos adicionais (Figura 2.75).

Conforme QUEIROZ (1990), não houve linearidade das deformações permanentes com o aumento dos ciclos. Até 50 mil ciclos de carga, verificou-se aumento considerável das deformações permanentes, que diminuíram sua intensidade em torno de 300 mil ciclos de carga e permaneceram aproximadamente constantes até o fim do experimento. A esse comportamento pode ser atribuída a questão do “*Shakedown*” (explicada no Capítulo 3) ou o acomodamento das camadas, principalmente a de lastro.

Ainda na Figura 2.75, a partir de 100 ciclos de carga houve redução acentuada das tensões na região imediatamente sob o dormente, no eixo dos trilhos (célula 6u), que volta a aumentar com o acréscimo do carregamento de 268 para 400 kN. Provavelmente ocorreu a acomodação do lastro na região, aumentando o número de pontos de contato, ou houve um erro de leitura da tensão, visto que durante todo o ensaio a tensão no topo do sublastro, abaixo do eixo do trilho (célula 5u), permaneceu maior que a tensão no topo

¹⁸ RAYMOND. G.P. (1979). “Railroad Ballast Prescription: State of the Art”. In: Journal of the Geotechnical Engineering Division. Pp. 305 – 322, February.

do lastro (célula 6u), imediatamente sob o dormente. A partir de 1000 ciclos de carga houve aumento das tensões no eixo da via (célula 2u) e no topo do subleito, aparentemente representando um acomodamento do lastro.

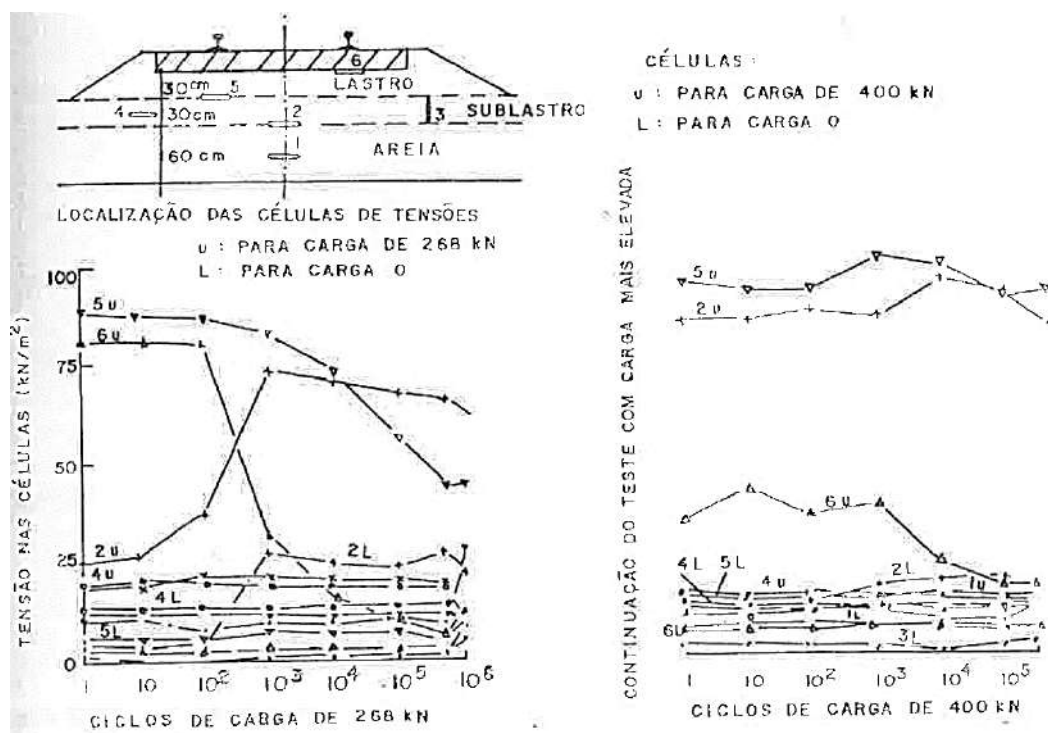


Figura 2.75 – Resultados da distribuição de tensões nos testes em escala natural
Fonte: RAYMOND, 1979¹⁸ apud QUEIROZ, 1990

2.4 Propriedades comuns dos materiais das camadas do pavimento ferroviário

Como exemplos de propriedades de materiais que compõem o pavimento ferroviário, tem-se a Tabela 2.21, Tabela 2.22 e Tabela 2.23 para solos não tropicais e a Tabela 2.24 para elementos da superestrutura ferroviária. Chama-se a atenção para os valores dos módulos de resiliência apresentados pelos autores estrangeiros LI e SELIG (1998), PROFILLIDIS (2006) e INDRARATNA *et al.* (2011), bem abaixo daqueles encontrados por outros autores em solos brasileiros, como será demonstrado a seguir.

Tabela 2.21 – Características mecânicas dos materiais geotécnicos do pavimento ferroviário em território europeu, solo não tropical

Material	MR (MPa)	Poisson ν	Coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)
Subleito de má qualidade (S1)	12,5	0,4	15	10
Subleito de média qualidade (S2)	25	0,3	10	20
Subleito de boa qualidade (S2)	80	0,3	0	35
Subleito de rocha (R)	3.000	0,2	1.500	20
Lastro	130	0,2	0	45
Sublastro de cascalho	200	0,3	0	35
Areia	100	0,3	0	30

Fonte: adaptado de PROFILLIDIS, 2006

Tabela 2.22 – Propriedades de materiais granulares e solos de subleitos dos EUA

Material	MR (MPa)	Resistência à compressão (kPa)
Subleito rígido	80	30 a 50
Subleito médio	40	15 a 30
Subleito brando	20	5 a 15
Material granular de boa qualidade	10 a 20	---
Material granular intermediário	4 a 10	---
Material granular fraco	1 a 4	---

Fonte: adaptado de LI e SELIG, 1998

Tabela 2.23 – Características mecânicas dos materiais geotécnicos do pavimento ferroviário em território australiano

Material	M _R (MPa)	Poisson ν	Massa específica γ (kN/m ³)	Coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)	Ângulo de dilatância ψ (°)
Subleito	34,2	0,33	18,15	5,5	24	0
Sublastro	80	0,35	16,67	0	35	0
Lastro	64,02*	0,2	15,6	0	58,47	12,95
Dormente de concreto	10.000	0,15	24	---	---	---
Trilho	210.000	0,15	78	---	---	---

* Valor bem abaixo de várias outras literaturas pesquisadas, segundo o autor obtido em ensaio triaxial drenado de grande escala. Corpo de prova submetido a carregamento monotônico.

Fonte: adaptado de INDRARATNA *et al.*, 2011

Tabela 2.24 – Características mecânicas dos materiais da superestrutura ferroviária

Material	E (MPa)	Poisson ν	Resistência à tração (MPa)	Resistência à compressão (MPa)
Dormente de concreto armado	30.000	0,25	3	30
Dormente de concreto protendido	50.000	0,25	6	90
Dormente de madeira	25.000	0,25	10	100
Trilho de aço	210.000	0,30	700	600

Fonte: adaptado de PROFILLIDIS, 2006

Para basalto australiano, realizando ensaios triaxiais em caixa, VIZCARRA (2015) encontrou módulos de resiliência médios para o lastro em torno de 245 MPa.

Conforme LI *et al.* (2015), a partir de ensaios de laboratório, o lastro de pedra britada quando limpo pode apresentar módulo de resiliência variando entre 140 a 550 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3. Já o sublastro Norte Americano típico pode apresentar MR variando entre 55 a 105 MPa e coeficiente de Poisson entre 0,3 a 0,4.

Usando os pares de tensões do DNIT (2010), FERNANDES (2005) encontrou módulos de resiliência da ordem de 280 MPa (utilizando o GeoGauge de 120 a 165 MPa)

para um sublastro composto de minério de ferro, laterita estéril e solo granular. Individualmente, os módulos de resiliência para os materiais foram:

- a) minério de ferro, proporção de 25 % da mistura, valores da ordem de 270 MPa;
- b) laterita estéril, proporção de 25 % da mistura, valores da ordem de 180 MPa;
- c) solo granular, proporção de 50 % da mistura, valores da ordem de 135 MPa.

Para diversos solos brasileiros ensaiados na condição de umidade ótima e densidade máxima, GUIMARÃES (2009) encontrou:

- a) Laterita Acre, classificação LA', módulo de resiliência variando entre 300 a 900 MPa para uma variação da tensão desvio de 35 a 400 kPa;
- b) Solo Tabatinga, muito suscetível à água, módulo de resiliência variando entre 60 a 700 MPa para uma variação da tensão desvio de 40 a 200 kPa;
- c) Britas graduadas de diversas origens, módulo de resiliência variando entre 150 a 400 MPa para uma variação da tensão confinante de 20 a 150 kPa;
- d) Areia argilosa do Espírito Santo, módulo de resiliência variando entre 150 a 360 MPa para uma tensão confinante de 20 a 150 kPa;
- e) Argila de Ribeirão Preto, classificação LG', módulo de resiliência variando em função da tensão confinante de 20 kPa a 150 kPa:
 - a. Amostra compactada em Proctor normal: entre 210 a 300 MPa;
 - b. Amostra Compactada em Proctor intermediário: entre 260 a 295 MPa.

Analizando diversos trechos do trem urbano do Rio de Janeiro, alguns com vários anos de utilização, SPADA (2003) encontrou módulos de resiliência da ordem de 150 a 500 MPa para lastros na condição úmida e da ordem de 200 a 1000 MPa para lastros na condição seca, em geral com alto grau de degradação, ou seja, com grande quantidade de finos presentes, colmatando os vazios. Para o subleito, o autor encontrou MR da ordem de 100 a 400 MPa.

MOTTA *et al.* (1986) realizaram um extensivo estudo do comportamento resiliente de solos brasileiros, financiado pelo Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES), apresentando resultados de ensaios triaxiais de carga repetida em solos com características lateríticas dos estados do Paraná, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás e São Paulo. As amostras foram obtidas em diferentes camadas de rodovias e analisando os dados do trabalho não foi possível constatar relação matemática direta do MR com a compactação das camadas, seja aumentando ou reduzindo a massa específica aparente do solo compactado ou natural. Verificou-se que

o MR dos solos argilos é função principalmente da tensão desvio e o MR dos solos argilos principalmente da tensão confinante. Alguns solos apresentaram MR constante, independente do estado de tensões, outros comportamento misto, dependente da tensão confinante e desvio, o que demonstra a complexidade dos materiais geotécnicos.

A ABNT NBR 6118 (2014) define as equações (2.19) e (2.20) como uma estimativa inicial do módulo de elasticidade do concreto a partir da resistência à compressão de projeto. O coeficiente de Poisson pode ser considerado igual a 0,2.

$$E = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}, \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 a 50 MPa} \quad (2.19)$$

$$E = 21500 \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 55 a 90 MPa} \quad (2.20)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (MPa);

f_{ck} = resistência à compressão característica (MPa);

α_E = parâmetro que depende do agregado: 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaiss; 0,9 para calcário; 0,7 para arenito.

Para demais valores do coeficiente de Poisson, conforme MEDINA e MOTTA (2015), podem ser considerados usuais:

- a) $\nu = 0,15$, para concreto de cimento Portland;
- b) $\nu = 0,25$, para misturas asfálticas a 25 °C, com variações de 0,20 a 0,35, dependendo da temperatura;
- c) $\nu = 0,35$, para materiais granulares;
- d) $\nu = 0,45$, para solos argilosos.

Nas simulações numéricas de VIZCARRA (2015), o coeficiente de Poisson dos dormentes de madeira foi considerado igual a 0,3.

Constata-se grande variação nas propriedades dos materiais da via permanente pesquisados na literatura, principalmente em relação ao subleito e sublastro. Os solos tropicais brasileiros em geral apresentam maior MR do que os solos dos países do hemisfério norte. Nas simulações dos materiais de sublastro e subleito desta pesquisa foram utilizados os módulos de resiliência médios das britas graduadas de diversas origens, areia argilosa do Espírito Santo e argila de Ribeirão Preto, propriedades apresentadas por GUIMARÃES (2009) e que serão novamente mencionadas no Capítulo 5.

3 Estimativa de momentos, tensões, deformações e deslocamentos em camadas do pavimento ferroviário

São inúmeras as origens de solicitações nos trilhos: forças verticais exercidas pelas rodas do material rodante, forças laterais horizontais oriundas do choque dos frisos das rodas, principalmente em curvas, forças longitudinais horizontais provocadas pela aceleração e desaceleração da composição, forças normais à seção transversal dos trilhos em virtude das contrações e dilatações térmicas, etc.

De maneira geral, para um bom atendimento às necessidades práticas, para SCHRAMM (1977), aos cálculos relativos à via permanente são impostas as seguintes exigências:

- a) sempre considerar os tipos usuais de superestrutura, assim como cargas axiais e velocidades desenvolvidas;
- b) não aplicar supersolicitações nem considerar componentes de baixíssimas resistências;
- c) não considerar espaços excessivos entre os dormentes;
- d) sempre levar em consideração que a tensão no trilho oriunda de um eixo mais carregado é minorada quando as distâncias entre os eixos são reduzidas, sendo máxima no caso de eixos isolados. Este detalhe é importante quando se considera diferentes tipos de locomotivas para uma mesma via (será melhor abordado na seção 3.3.2.2);
- e) nunca considerar grandezas desconhecidas ou que nem aproximadamente possam ser determinadas;
- f) estar em consonância com a ordem de grandeza das tensões efetivamente medidas. Na ausência de medidas, devem ser desenvolvidos base de dados que se aproximem o máximo possível das condições reais;
- g) para melhor aplicação prática, devem apresentar a maior simplicidade possível;
- h) em determinado trecho ocorrem condições diversas de solos, o que teoricamente requerem medidas diferentes dos componentes do pavimento ferroviário, como o perfil do trilho, espessura das camadas ou o espaçamento entre dormentes, mas por razões de ordem técnica e econômica geralmente se constrói um único tipo de via permanente em toda a extensão.

Segundo BRINA (1988) e QUEIROZ (2002), diversos esforços verticais atuam na via permanente, tais como:

- a) carregamentos verticais, oriundos do peso dos veículos;
- b) componente da força centrífuga, originada pela massa excêntrica do material rodante em curvas;
- c) movimento de galope, em virtude das irregularidades da via, originando um movimento vertical que sobrecarrega ora o eixo dianteiro, ora o traseiro;
- d) movimento de trepidação, em virtude das irregularidades da via, causando sobrecarga dos eixos;
- e) movimento de balanço, em virtude das irregularidades da via, sobrecarregando ora as rodas de um lado do veículo, ora de outro lado;
- f) repartição desigual do peso nas curvas, causado pela circulação do veículo fora da velocidade de projeto, sobrecarregando o trilho interno ou externo da curva;
- g) defeitos na linha e no material rodante, que podem gerar sobrecargas diversas, decorrentes de problemas geométricos de manutenção, construção e desgaste dos materiais.

Como no pavimento ferroviário existe grande quantidade de incertezas e variedade de esforços, tornando os problemas paramétricos ainda mais complexos e extensos, na presente pesquisa procurou-se seguir as colocações de SCHRAMM (1977) sempre que possível. No intuito de reduzir a quantidade de simulações para a previsão do comportamento mecânico do pavimento, apenas o carregamento vertical foi considerado como esforço solicitante, este diretamente relacionando com a deflexão.

3.1 Carregamentos verticais estáticos e dinâmicos

Os carregamentos verticais que atuam no pavimento ferroviário podem ser considerados estáticos ou dinâmicos, sendo considerados estáticos quando o material rodante está parado. Já para a consideração dinâmica, no intuito de facilitar os cálculos, é comum a aplicação de coeficientes de majoração nas cargas estáticas ou ainda a consideração de frequências de carregamentos, simplificações que na maioria dos casos apresentam resultados satisfatórios.

Segundo KLINCEVICIUS (2011), as cargas dinâmicas podem ser geradas por irregularidades na via, variações de rigidez ou variações no contato roda-trilho, na

existência de irregularidades nos trilhos ou nas rodas. Para ALIAS (1984)¹⁹ *apud* KLINCEVICIUS (2011), as cargas de baixa frequência, entre 70 a 90 Hz, podem gerar ressonância na superestrutura, provocando a desagregação do lastro e o recalque da via.

ESVELD (2001) diz que o carregamento dinâmico pode ser dividido em duas componentes:

- a) a primeira de elevada frequência, superior a 500 Hz que aumenta com a velocidade, oriunda de irregularidades no contato roda-trilho;
- b) a segunda de baixa frequência, inferior que 100 Hz, oriunda das características da via permanente, com pouca influência da velocidade.

Para PROFILLIDIS (2006), a ação dinâmica do veículo sobre os trilhos acentua os esforços aplicados em até 50 % da carga de roda, podendo inclusive ser oriunda de defeitos, sendo dividida em três categorias de carregamentos, conforme a frequência de vibração. Entre:

- a) 0,5 Hz e 15 Hz defeitos oriundos do material rodante;
- b) 20 Hz e 100 Hz defeitos oriundos das rodas, trilhos e dormentes;
- c) 100 Hz e 2000 Hz defeitos oriundos de corrugações no topo do(s) trilho(s).

No caso dos vagões, o peso do eixo ferroviário (rodeiro) vai depender principalmente da bitola e do tipo de carregamento que cada composição irá transportar. Segundo PROFILLIDIS (2006), para bitola padrão de 1,435 m a International Union of Railways (UIC) classifica o carregamento por eixo em 4 categorias:

- a) A, máximo por eixo até 160 kN;
- b) B, máximo por eixo até 180 kN;
- c) C, máximo por eixo até 200 kN;
- d) D, máximo por eixo até 225 kN.

Conforme a ABNT NBR 11691 (2015), no Brasil existem vagões com carga nominal por eixo de 75 kN, 117,5 kN, 160 kN, 200 kN, 250 kN, 300 kN, 325 kN, 350 kN e 375 kN. Vagões de passageiros geralmente têm peso por eixo da ordem de 75 a 160 kN. Vagões graneleiros têm peso da ordem de 200 a 325 kN. Vagões de minério têm peso por eixo acima de 325 kN. O vagão brasileiro mais pesado na atualidade é o GDU (Figura 3.1), com um peso total de até 1500 kN (375 kN por eixo). Os vagões tipo gôndola (tais como o GDE, GFD, GPE, GTB) e hopper (tais como HAC, HAD, HFD, HFE) usualmente

¹⁹ ALIAS, J. (1984). “La voie ferrée: techniques de construction et d’entretien”. 2ª edição, Eyrolles. 514 p.

têm distância entre eixos de truques diferentes (de um mesmo vagão) variando em torno de 5 a 13 m (gôndola geralmente menores e hopper geralmente maiores), entre eixos de vagões adjacentes em torno de 2 a 2,5 m e entre eixos de um mesmo truque em torno de 1,4 a 1,8 m.



Figura 3.1 – Vagão GDU com 4 eixos e peso total até 1500 kN, 375 kN por eixo
Disponível em <<http://www.amstedmaxion.com.br/imagens/gondola05.jpg>> . Acesso em 21 fev. 2016 às 14:06 h

Considerando as locomotivas usuais no Brasil, conforme CVRD (2002), menciona-se a DASH 9M (Figura 3.2), com um peso total de 1600 kN e aproximadamente 200 kN por eixo (carga por eixo menor que um vagão graneleiro). Em reportagem encontrada no site da Revista Ferroviária (2013)²⁰, tal modelo de locomotiva correspondia a 70 % das máquinas que circulavam na Estrada de Ferro Vitória Minas (EFVM) em outubro de 2013.



Figura 3.2 – Locomotiva Dash 9M com 4.000 HP de potência, 1600 kN e 8 eixos
Fonte: CVRD, 2002

De acordo com MEDINA e MOTTA (2015), a distância entre os eixos de truques diferentes de um mesmo vagão pode ser grande o suficiente para reduzir o efeito da sobreposição dos bulbos de tensão de cada eixo. No entanto, a distância entre eixos de dois vagões adjacentes ou de um mesmo truque pode ser pequena e um bulbo de tensões

²⁰ Disponível em
<<http://www.revistaferroviaria.com.br/index.asp?InCdEditoria=1&InCdMateria=20403/>>. Acesso em 07 Out. 2013 às 13:30 h.

de um eixo influenciar no outro, aumentando a tensão em determinado ponto do pavimento.

Do ponto de vista da mecânica dos pavimentos, uma grande vantagem das ferrovias em relação às rodovias é o maior controle de carga e velocidade dos veículos que solicitam o pavimento. Como a empresa que opera o transporte geralmente é a mesma que executa a manutenção no pavimento, o controle de cargas e velocidades é relevante para se obter maior durabilidade da via permanente, vital para o negócio.

Atualmente no Brasil as ferrovias são dimensionadas para velocidades da ordem de 60 a 80 km/h. No entanto, como foi constatado por RANGEL (2010), nem sempre as composições conseguem atingir tais velocidades. Na estrada de ferro entre Uberlândia/MG e Araguari/MG com velocidade máxima de 60 km/h, as composições tanto sentido importação quanto exportação raramente atingiam tal velocidade. RANGEL (2010) constatou que composições com velocidades abaixo daquela de equilíbrio de compensação da força centrífuga em curvas, em virtude da superelevação, podem ocasionar desgastes excessivos nos trilhos, um dos ativos de maior custo da via permanente. Seria mais prudente do ponto de vista econômico e de segurança por parte dos operadores ferroviários realizar as superelevações conforme as velocidades médias do que executá-las para as velocidades máximas, que raramente são alcançadas.

Para a presente tese também foi realizada uma pesquisa das velocidades médias entre várias seções de bloqueio (seção da via para a circulação dos veículos ferroviários com distância definida, controlada por licenciamento) de uma das maiores empresas ferroviárias brasileiras. Os resultados são apresentados na Tabela 3.1 e a velocidade média foi de aproximadamente 35 km/h.

Tabela 3.1 – Velocidades médias dos trens da concessionária Valor da Logística Integrada (VLI) no ano de 2015 para diferentes seções de bloqueio

Saída:	Destino:	Velocidade média (km/h)	Saída:	Destino:	Velocidade média (km/h)
EBJ	EAU	42,93	EAE	EGN	22,43
EBJ	EJT	44,27	ZAI	ZMQ	33,31
EJT	EAY	50,97	ZMQ	ZEA	48,12
EAY	EYD	51,32	ZEA	ZMG	23,23
EYD	ESK	47,37	ZMG	ZMM	36,14
ESK	EFO	26,46	ZMM	ZXD	40,35
EFO	EQI	27,44	ZXD	ZJJ	43,32
EQI	EPC	26,54	ZJJ	ZOP	40,35
EPC	EBA	24,97	ZUB	ZQQ	39,44
EBA	ELI	35,86	ZQQ	ZVF	42,25

Saída:	Destino:	Velocidade média (km/h)	Saída:	Destino:	Velocidade média (km/h)
ELI	EDZ	30,84	ZVF	ZWA	37,56
EDZ	ECT	35,05	ZWA	ZYW	36,14
ECT	EJR	31,91	ZYW	ZGU	30,29
EJR	EGB	26,70	ZGU	ZHB	36,42
EGB	EOM	32,49	ZHB	ZOL	27,71
EOM	EIA	25,63	ZOL	ZKR	43,75
EGN	EYG	50,93	ZKR	ZJN	40,07
EYG	EYH	48,49	ZJN	ZRP	35,28
EYH	EAU	27,28			
EYC	ELC	19,25	Média total		35,36
ELC	EAE	16,31	Desvio padrão		9,15

Fonte: informações cedidas pela VLI, por intermédio de contato com a empresa

Na maioria das considerações teóricas, os cálculos para determinação dos momentos fletores oriundos dos carregamentos verticais são válidos apenas para solicitações estáticas. No entanto, as ações dos carregamentos sobre os trilhos provocam aumento de intensidade com o incremento da velocidade. Nesse aspecto, uma maneira aproximada de considerar este efeito é majorando o efeito do carregamento estático por um fator dinâmico. Dentre várias formulações existentes, menciona-se as de:

- a) EISENMANN (1970)²¹ *apud* ESVELD (2001), equação (3.1);
- b) SCHRAMM (1977), equação (3.2);
- c) BRINA (1988), antiga AREA (hoje AREMA), equação (3.3);
- d) LI e SELIG (1998), equação (3.4).

$$\alpha = 1 + e c, \text{ para } V < 60 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1 + e c \left(1 + \frac{V - 60}{140} \right), \text{ para } 60 \text{ km/h} \leq V \leq 200 \text{ km/h} \quad (3.1)$$

Onde:

α = coeficiente de majoração a ser aplicados nos carregamentos estáticos;
 e = fator da confiabilidade do elemento que se deseja projetar, Tabela 3.2;
 c = fator que depende das condições da via permanente, Tabela 3.2;
 V = velocidade (km/h).

²¹ EISENMANN, J. (1970). "Stress distribution in the permanente way due to heavy axle loads and high speeds". In: Proceedings of the American Railway Engineering Association (AREA), Vol. 71, pp. 24-59.

Tabela 3.2 – Coeficientes para cálculo do fator de incremento dinâmico

Aplicação	e
Tensões de contato no subleito	1
Força lateral no lastro	2
Tensões em trilhos, fixações e suportes	3
Condição da via	c
Muito boa	0,1
Boa	0,2
Ruim	0,3

Fonte: adaptado de EISENMANN, 1970²¹ *apud* ESVELD, 2001

$$\alpha = 1 + \frac{4,5 V^2}{10^5} - \frac{1,5 V^3}{10^7} \quad (3.2)$$

$$\alpha = 1 + \frac{V^2}{30000} \quad (3.3)$$

$$\alpha = 1 + \frac{0,00521 V}{D_R} \quad (3.4)$$

Onde:

D_R = diâmetro da roda (m).

Na Figura 3.3 é apresentado o comparativo das equações apresentadas para velocidades entre 0 e 200 km/h. Considerando as velocidades de projeto para trens de carga brasileiros entre 60 e 80 km/h, os coeficientes variaram entre 1,12 e 1,69, média 1,4. Muitas outras equações são encontradas em SADEGHI e BARATI (2010).

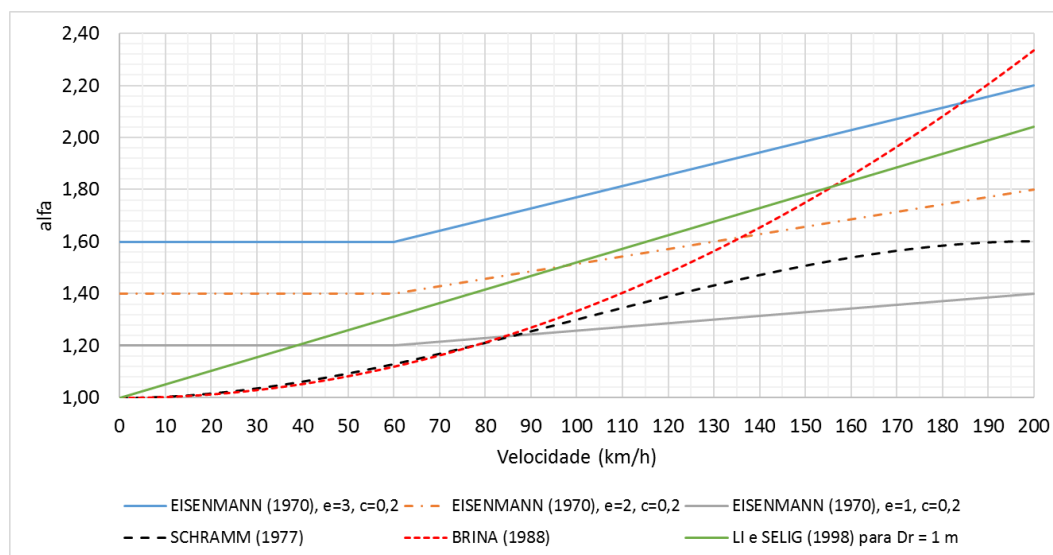


Figura 3.3 – Coeficientes dinâmicos de majoração da carga estática em função da variação de velocidade do trem

Em virtude das incertezas dos carregamentos dinâmicos, SELIG e WATERS (1994) consideram um fator de majoração sobre a carga estática igual a 2,4.

Outra importante influência da velocidade a ser considerada é o tempo em que a carga da roda ou do conjunto de rodas atua em determinado segmento da via. Considerando o fator tempo conforme ilustrado na Figura 3.4, a situação crítica ocorre na região de engate entre os vagões, local onde haverá a influência de 4 eixos de carga simultaneamente. Os picos de carregamento correspondem às porcentagens dos carregamentos de cada uma das 4 rodas sobre o dormente de análise, com interesse prático para a linha mais alta do gráfico, que corresponde à soma das influências dos eixos.

O comprimento longitudinal principal de influência, representado pelo comprimento que contém os picos das cargas da Figura 3.4, tem uma extensão aproximada de 5,5 m (-170 cm a +380 cm) e depende principalmente da rigidez do trilho, do espaçamento entre os dormentes, da magnitude da carga aplicada, de características do pavimento (módulo de via) e do vagão ferroviário.

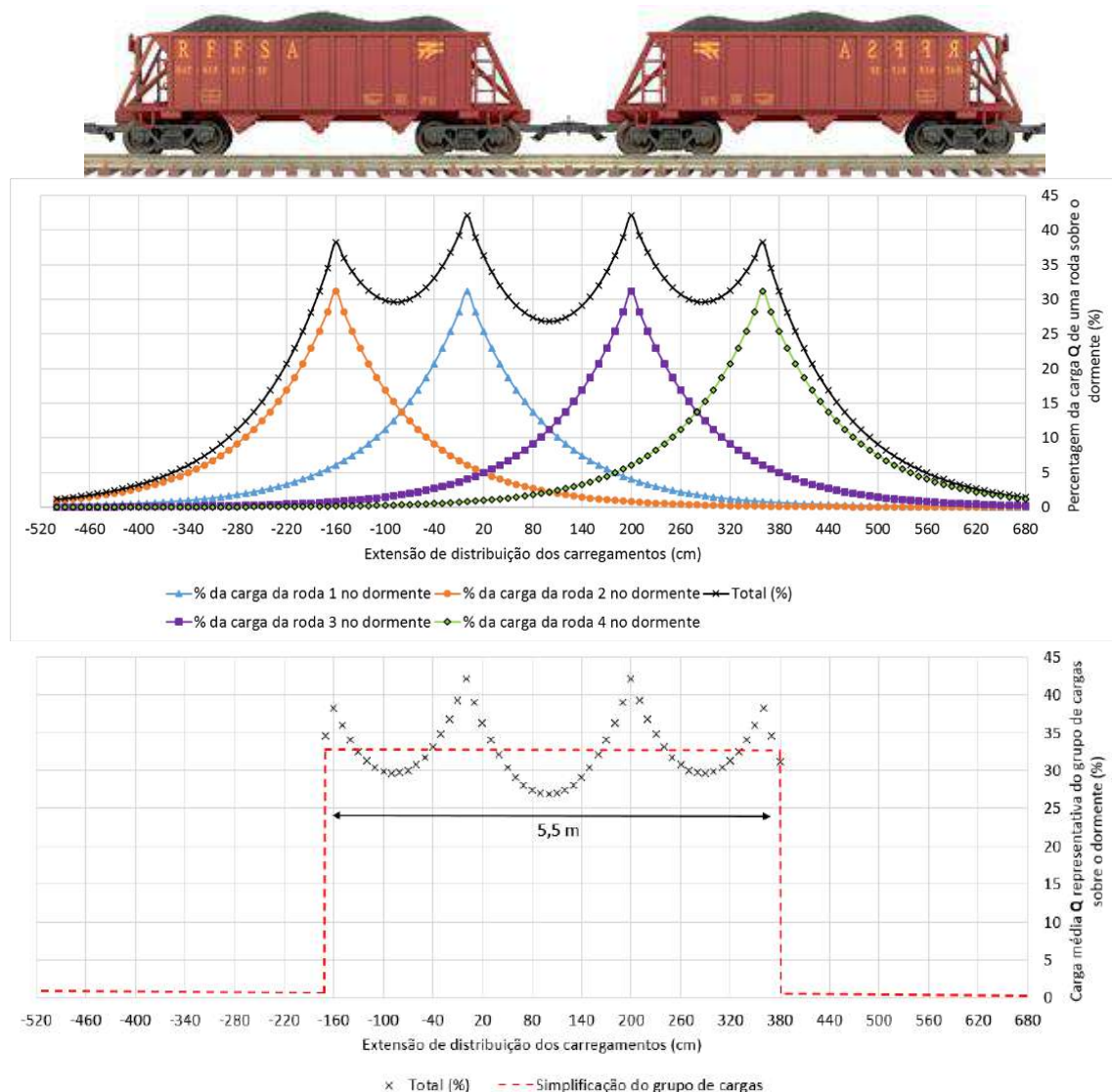


Figura 3.4 – Influência do carregamento de 2 truques de vagões adjacentes sobre os trilhos

Para o cálculo das linhas de influência dos carregamentos apresentadas na Figura 3.4, pode-se utilizar as equações (3.28) ou (3.45), respectivamente dos métodos clássicos de ZIMMERMANN (1888)⁴ e TALBOT (1918-1941)⁵. Para o caso da Figura 3.4, foi utilizada a equação (3.45), considerando trilho UIC-60, espaçamento entre dormentes de 60 cm, carga de roda igual a 160 kN, distância entre eixos de um mesmo truque igual a 1,6 m, distância entre eixos de truques de vagões adjacentes igual a 2 m e um módulo de via igual a 32 MPa, valor justificado na seção 3.3.3, um pavimento representativo comum.

A consideração de um carregamento médio constante ao longo de um tempo Δt , apresentada na Figura 3.4 (ou comprimento longitudinal principal de influência), corrobora com as medições de campo realizadas por COSTA (2016). Segundo o autor, o aumento da velocidade faz com que os componentes da superestrutura, inclusive o lastro, se mantenham solicitados durante todo o tempo em que o trem está passando por determinado ponto, com intensificação entre os truques de vagões adjacentes, existindo apenas um pequeno alívio entre os eixos internos de um mesmo vagão.

Considerando a distância usual entre os eixos adjacentes dos truques de um mesmo vagão igual a 10 m, foi calculado para diferentes velocidades qual o tempo em que a carga média do conjunto dos 4 eixos adjacentes atua e por quanto tempo não há solicitação, Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Período e frequência de carga sobre o dormente no pavimento ferroviário

Velocidade		Tempo (segundos)		Período (s)	Frequência (Hz)
(km/h)	(m/s)	em carga (5,5 m)	sem carga (10 m)		
10	2,78	1,98	3,60	5,58	0,18
20	5,56	0,99	1,80	2,79	0,36
30	8,33	0,66	1,20	1,86	0,54
40	11,11	0,50	0,90	1,40	0,72
50	13,89	0,40	0,72	1,12	0,90
60	16,67	0,33	0,60	0,93	1,08
70	19,44	0,28	0,51	0,80	1,25
80	22,22	0,25	0,45	0,70	1,43
90	25,00	0,22	0,40	0,62	1,61
100	27,78	0,20	0,36	0,56	1,79

Com base na Tabela 3.1, considerando passagens ininterruptas de trens, que o mesmo pulso de carga que atua no dormente é aquele que atua no topo do lastro e que a velocidade média de 40 km/h é aquela mais comum para as ferrovias brasileiras de transporte de carga pesada, a frequência seria igual a 0,72 Hz. Em um ensaio triaxial de

cargas repetidas de lastro, a atuação do carregamento duraria 0,5 s e o alívio 0,9 s. Para um ensaio com 500 mil ciclos de carga o tempo estimado seria de 8 a 9 dias.

As frequências de carregamento são controversas entre os pesquisadores:

- a) os chineses BIAN *et al.* (2016) consideraram a frequência de 1 Hz para simular um trem com 250 kN/eixo a 100 km/h;
- b) VIZCARRA (2015), realizando simulações de laboratório na Austrália, considerando o diâmetro da roda igual a 0,97 m e uma distância entre rodas de vagões comuns de 2,02 m, utilizou a frequência de 15 Hz para simular um trem a 110 km/h, e 25 Hz para um trem a 180 km/h;
- c) MERHEB *et al.* (2014), para simular um trem a uma velocidade de 60 a 70 km/h, utilizou uma frequência de carga de 9 Hz no lastro;
- d) a frequência de 20 Hz foi utilizada por INDRARATNA *et al.* (2011) para a simulação de trens de alta velocidade.

As frequências de carga alteram conforme o modelo utilizado pelo pesquisador. Em ensaios triaxiais de carga repetida onde existe um período de 0,1 s em carga e um de 0,9 s em descarga ou descanso a frequência é de 1 Hz. Mas em modelos senoidais sem intervalo de descarregamento total o tempo de 0,1 s corresponde a 10 Hz de frequência. Mais do que a leitura do carregamento em Hz, deve-se averiguar a forma da carga, se existe ou não repouso, tempo do pulso de carga, etc.

Conforme Shenton (1975)²² *apud* INDRARATNA *et al.* (2011), maiores frequências de carregamento tendem a aumentar ligeiramente a deformação permanente no lastro com o aumento gradativo do número de ciclos de carga (Figura 3.5).

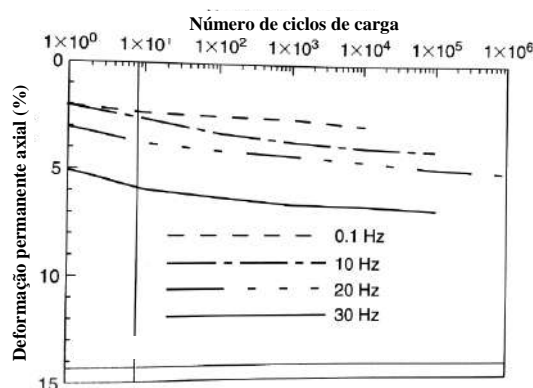


Figura 3.5 – Efeito da frequência de carga na deformação do lastro
Fonte: adaptado de Shenton, 1975²² *apud* INDRARATNA *et al.*, 2011

²² SHENTON, M. J. (1975) “Deformation of railway ballast under repeated loading conditions”. Railroad Track Mechanics and Technology. Proc. of a symposium held at Princeton Univ. pp. 387-404.

3.2 Tensão e superfície de contato roda-trilho

Conforme SCHRAMM (1977), a força que a roda do veículo ferroviário exerce sobre o trilho produz entre a roda e o trilho uma superfície de contato com forma aproximadamente elíptica. A tensão pode ser calculada a partir da equação (3.5) e a área de contato pela equação (3.6), resultando para uma roda com carga de 100 kN valores da ordem de 400 MPa e área de 2,5 cm² respectivamente.

Para PROFILLIDIS (2006), a dimensão dessa superfície depende do raio da roda e do raio de arredondamento do boleto do trilho, resultando para uma roda de 100 kN uma tensão de aproximadamente 769 MPa em uma área de aproximadamente 1,3 cm².

$$\sigma_{rt} = 178 \sqrt[3]{\left(\frac{1}{R_r} + \frac{1}{r_b}\right)^2 P_{roda}} \quad (3.5)$$

$$A_{rt} = \frac{2 P_{roda}}{\sigma_{rt}} \quad (3.6)$$

Onde:

σ_{rt} = tensão de contato roda-trilho (kgf/cm²);

A_{rt} = área de contato entre a roda e trilho (cm²);

R_r = raio da roda (m);

r_b = raio de arredondamento do boleto do trilho (m);

P_{roda} = força atuante da roda sobre o trilho (kgf).

Para BRINA (1988), a tensão de contato roda-trilho deve ser verificada utilizando a equação (3.7). Levando em conta a resistência do aço, a durabilidade dos materiais e a segurança, tal tensão não poderá ser maior que 50000 psi (351,5 MPa) para uma roda usada e 67500 psi (474,5 MPa) para uma roda nova.

$$\sigma_{rt} = \frac{11750 P_{roda}^{0,333}}{\left(\frac{r_b R_f}{R_r - r_b}\right)^{0,271} R_r^{0,396}} \quad (3.7)$$

Onde:

σ_{rt} = tensão de contato roda-trilho (lb/pol²);

P_{roda} = carga dinâmica atuante da roda sobre o trilho (lb).

R_f = raio da roda na concavidade do friso (pol);

r_b = raio de curvatura do boleto (pol);

R_r = raio nominal da roda (m).

Em geral as tensões de compressão situam-se bem acima do limite de escoamento do aço do trilho, ocorrendo com o tempo deformações permanentes e desgastes no boleto. Segundo a CBTU (1985), para uma relação entre a tensão causada pelo peso dinâmico da roda e o limite de escoamento do trilho maior que 2,7, haverá problemas com a

degradação da superfície do boleto. Então a vida útil do trilho é geralmente atingida por desgaste ou deformações plásticas, mas não por fadiga.

A tensão que chega na base do trilho é significativamente reduzida. Realizando medidas em campo, ANDERSON e ROSE (2008) apresentaram tensões entre a base do patim e a placa de apoio em linhas com dormentes de madeira da ordem de 400 a 600 psi (2,8 a 4,2 MPa) para locomotivas de 1300 kN. Já PROFILLIDIS (2006) relata tensões no topo da placa de apoio da ordem de 2 MPa para uma roda exercendo uma força de aproximadamente 100 kN.

3.3 Os métodos clássicos para obtenção de esforços e deflexões

3.3.1 O método de Winkler e o coeficiente de deflexão de apoio (C)

O método de WINKLER (1867)²³ considerou inicialmente o trilho como uma viga infinita, sem peso e assentada sobre apoios rígidos e discretos (individualizados). A posição do carregamento que resultaria na condição mais desfavorável e no maior momento fletor no trilho é aquela representada na Figura 3.6, onde as cargas estão situadas no meio dos vãos entre os dormentes, alternadas entre segmentos bi-apoiados do trilho. Nesta configuração o momento fletor é máximo porque os carregamentos adjacentes estão a uma distância suficientemente grande para não aliviar o carregamento central.

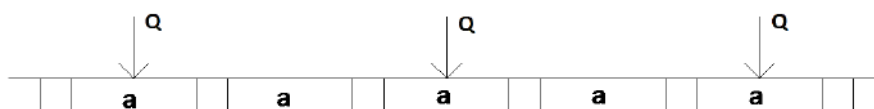


Figura 3.6 – Posição de carregamento que resulta maior momento fletor conforme WINKLER

Fonte: adaptado de BRINA, 1988

Tal método é pouco realista e só pode ser considerado prático quando a via férrea é construída sobre elementos de pequena deformação, como algumas obras de concreto. Em uma via convencional o momento fletor que atua nos trilhos sofre influência do deslocamento vertical natural que ocorre no dormente, em virtude do apoio elástico formado pelo sistema lastro/solo. De maneira simplificada, segundo BRINA (1988) e QUEIROZ (1990), o cálculo do momento máximo para este caso pode ser obtido utilizando a equação (3.8).

$$M_{\text{máx}} = 0,188 Q a \quad (3.8)$$

²³ WINKLER, R. (1867). "Die Lehre von der Elasticitat und Fastigkeit". Verlag von H. Dominicus, Prague.

Onde:

$M_{\text{máx}}$ = momento máximo no centro da viga, o trilho $[F][L]$;

Q = carregamento concentrado qualquer sobre a viga, o trilho $[F]$;

a = espaçamento entre dormentes $[L]$.

WINKLER (1867)²³ substituiu os apoios rígidos por apoios elásticos, molas (Figura 3.7), definindo a equação diferencial (3.9). É importante ressaltar que a rigidez EI_v da viga de Winkler em alguns casos é o somatório da rigidez do trilho com a rigidez de uma longarina, conforme demonstrado por TEIXEIRA (2003), Figura 3.8. Alguns autores consideram apenas a rigidez do trilho, sendo os apoios discretos os dormentes.

$$E_v I_v \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x) = q(x) \rightarrow E_v I_v \frac{d^4 y}{dx^4} + C y(x) = q(x) \quad (3.9)$$

Onde:

$y(x)$ = representa o deslocamento vertical do trilho na posição x $[L]$;

E_v = módulo de elasticidade da viga de Winkler $[F][L]^{-2}$;

I_v = momento de inércia da viga de Winkler $[L]^4$.

$p(x) = C y(x)$ = pressão de contato entre o apoio e a base na posição x $[F][L]^{-2}$;

C = coeficiente de deflexão de apoio $[F][L]^{-3}$ ($[F][L]^{-2}[L]^{-1}$);

$q(x)$ = carga ou reação vertical distribuída (Figura 3.7) $[F][L]^{-2}$ ($[F][L]^{-1}[L]^{-1}$).

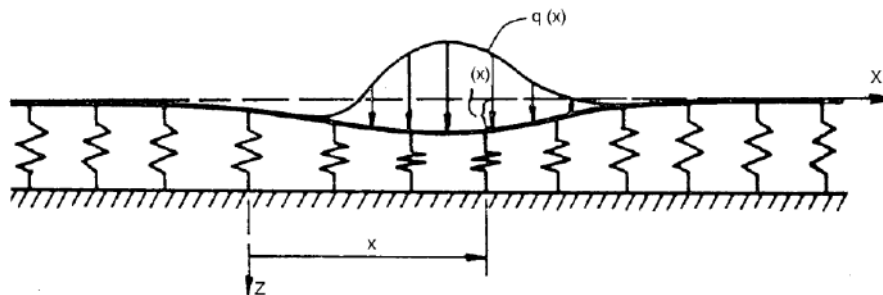


Figura 3.7 – Viga sobre apoios discretos e elásticos, submetida a um carregamento vertical

Fonte: KERR, 1978²⁴ apud BASTOS, 1999

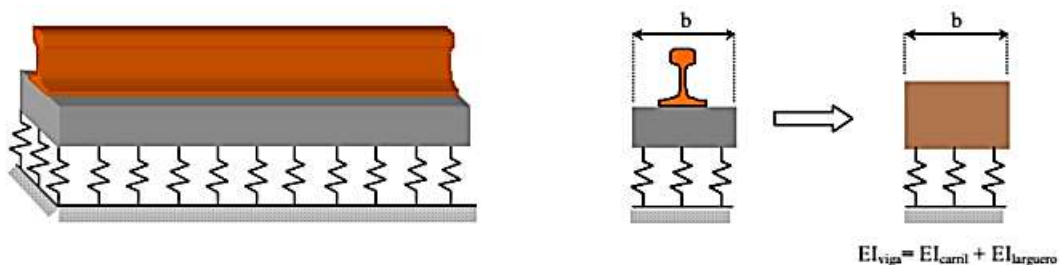


Figura 3.8 – Modelo de Winkler para a viga sobre apoios discretos

Fonte: TEIXEIRA, 2003

²⁴ KERR, A. D. (1978). "On the Stress Analysis of Rails and Ties". American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659, p.19-43.

Na equação (3.9) de Winkler, segundo BASTOS (1999), “C é um parâmetro da base do apoio longitudinal, chamado coeficiente de lastro ou coeficiente de Winkler”, que depende da composição do lastro e do solo. Recomenda-se chamar C de “coeficiente de deflexão de apoio”, pois nessa deflexão são consideradas as deformações do lastro, sublastro e subleito. Seu valor representa a tensão que o apoio necessita aplicar no lastro para que ocorra uma deflexão unitária, ou seja, C é função da rigidez de todas as camadas abaixo do topo do lastro, que por sua vez é função de diversos parâmetros físicos e químicos dos materiais que compõem o pavimento.

Essa consideração inicial de WINKLER (1867)²³ serviu de base para diversos outros métodos empregados até hoje na engenharia e várias outras teorias foram estudadas apenas para substituir o coeficiente 0,188 da equação (3.8). Como exemplo, QUEIROZ (1990) e QUEIROZ (2002) apresentam outros métodos para a estimativa do momento fletor máximo, que também consideram a viga sobre apoios discretos e elásticos:

- a) ZIMMERMANN (1888)⁴, ainda com apoios discretos,

$$M_{\text{máx}} = \frac{8 \gamma + 7}{4(4 \gamma + 10)} Q a \quad (3.10)$$

- b) SCHWEDLER (1884)²⁵, que propôs um modelo considerando o trilho como uma viga sobre oito apoios, submetida a uma força concentrada,

$$M_{\text{máx}} = \frac{32 \gamma^3 + 524 \gamma^2 + 568 \gamma + 97}{8(4 \gamma^3 + 194 \gamma^2 + 330 \gamma + 71)} Q a \quad (3.11)$$

- c) ENGESSER (1888)²⁶, propondo um modelo considerando o trilho como uma viga infinita sobre apoios equidistantes (a = espaçamento entre dormentes), submetido a forças concentradas no centro de dois apoios, sendo tais forças também equidistantes em 3a,

$$M_{\text{máx}} = \frac{19 \gamma + 4}{24(3 \gamma + 1)} Q a \quad (3.12)$$

- d) MULLER-BRESLAU (1927),

$$M_{\text{máx}} = \frac{9 \gamma^3 + 45 \gamma + 13}{4(3 \gamma^2 + 44 \gamma + 19)} Q a \quad (3.13)$$

²⁵ SCHWEDLER, J. W. (1882). “On iron permanent way”. Proc. Institution of Civil Engineers, London, p.95-118.

²⁶ ENGESSER, F. (1888). ”Zur berechnung des eisenbahnoberbaues”. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens.

Nas equações anteriores γ é um parâmetro adimensional do apoio discreto elástico. Valores maiores que 1,5 representam trilhos rígidos, dormentes próximos, flexíveis e lastro elástico. Valores menores que 1,5 representam trilhos flexíveis e dormentes muito espaçados (QUEIROZ, 2002).

Conforme BRINA (1988), γ pode ser determinado a partir da equação (3.14), que usa o coeficiente de reação do dormente (D), calculado a partir da equação (3.15). Semelhante ao coeficiente de deflexão de apoio (C), o coeficiente de reação do dormente (D) representa a carga de um eixo aplicada sobre o dormente que provoca uma deflexão unitária (QUEIROZ, 2002). Alguns pesquisadores como BRINA (1988), reduzem D multiplicando-o por 0,9, minorando a área de efetivo apoio do dormente no lastro.

$$\gamma = \frac{6 E_t I_t}{a^3 D} \quad (3.14)$$

$$D = C b_d L' = \frac{2 F}{y} \quad (3.15)$$

Onde:

E_t = módulo de elasticidade do trilho [F][L]⁻²;

a = espaçamento entre dormentes [L];

I_t = momento de inércia do trilho [L]⁴.

C = coeficiente de deflexão de apoio [F][L]⁻³;

b_d = largura da base do dormente [L];

L' = comprimento efetivo de apoio do dormente no lastro [L];

F = força necessária em cada trilho para produzir uma deflexão unitária no dormente [F];

y = deflexão unitária no dormente, medida na região de socaria [L].

Quando C é analisado de maneira mais aprofundada, percebe-se que seu valor é diretamente dependente de D . Como já foi mencionado, seu valor representa a tensão que o dormente necessita aplicar no lastro para que ocorra uma deflexão unitária e a área da tensão é a região de efetivo contato do dormente com o lastro. Portanto, na determinação de C em campo é muito mais fácil verificar qual carregamento produz uma deflexão unitária no dormente (calcular D), do que medir a tensão que produzirá a mesma deflexão unitária.

Conforme SCHRAMM (1977), o deslocamento vertical (y) pode ser calculado a partir da equação (3.16), que utiliza o coeficiente de reação do dormente (C), ou da equação (3.17), que utiliza o módulo de compressão (ξ). Nas duas equações é considerado o carregamento de um eixo, multiplicando-se a carga de uma roda por 2. Por deduções matemáticas, comprova-se que $\xi = 1/D$. Igualando as equações (3.16) e (3.17) é válida a relação apresentada na equação (3.18).

$$y = \frac{2 F}{C S_{\text{apoio}}} \quad (3.16)$$

$$y = 2 F \xi \quad (3.17)$$

$$C = \frac{1}{\xi S_{\text{apoio}}} \quad (3.18)$$

Onde:

y = deslocamento vertical [L];

F = força necessária em cada trilho para produzir uma deflexão unitária no dormente [F];

S_{apoio} = superfície de apoio do dormente no lastro [L]²;

C = coeficiente de deflexão de apoio [F][L]⁻³;

ξ = módulo de compressão [L][F]⁻¹.

A superfície de apoio total do dormente no lastro (S_{apoio}), principalmente para dormentes monoblocos como os de madeira e concreto, não é igual à sua área de projeção sobre o lastro. Isso ocorre porque a região central do dormente pode não participar na distribuição de tensões para o lastro, seja pela falta de compactação nessa região ou pelo momento fletor negativo, que traciona a parte superior do dormente em seu centro (ver seção 3.6).

Para cada tipo de solo em que a ferrovia for construída haverá um coeficiente de deflexão de apoio e um módulo de compressão diferente. Seus valores sofrerão variações conforme tipo de rocha, granulometria e espessura do lastro, além da constituição do sublastro e do subleito.

A fim de classificar a infraestrutura, RIVES *et al.* (1977)¹⁰ *apud* SPADA (2003) avaliaram o coeficiente de deflexão, afirmando que a infraestrutura é ruim quando $C = 20$ MN/m³, boa quando $C = 50$ MN/m³ e muito boa para $C = 100$ MN/m³.

Segundo SCHRAMM (1977), em meados de 1930, a Associação Centro-Europeia de Administrações Ferroviárias realizou mais de 20.000 medições para a determinação de tais parâmetros, indicando valores de C compreendidos entre 50 e 400 MN/m³. Valores menores de C correspondendo a solos mais plásticos e valores maiores de C (ξ menores) correspondendo a solos mais rígidos.

Embasado nas pesquisas de diversos autores, SCHRAMM (1977) e BRINA (1988) apresentam valores de C variando entre 30 a 180 MN/m³, definindo $C = 150$ MN/m³ para as vias férreas de alto padrão, com sublastro compactado e lastro de pedra britada. Linhas de padrão médio ou inferior apresentariam C entre 50 e 80 MN/m³.

Os coeficientes de deflexão (C) assim como os módulos de compressão (ξ) sofrem influência principal da deflexão do lastro e do solo, podendo ser considerada desprezível a parcela do dormente.

Estudos de SCHRAMM (1977) realizados em trechos de infraestrutura rígida, como pontes maciças, mostraram que a relação entre o módulo de compressão e a altura do lastro têm correlação conforme a equação (3.19). Em várias experiências em ferrovias alemãs, o autor definiu que o módulo de compressão médio (ξ) era igual a $12 \mu\text{m/kN}$ ($C = 146 \text{ MN/m}^3$) e para um lastro padrão com 30 cm de espessura esse contribuía com aproximadamente 30 % da deflexão total do pavimento ferroviário.

$$\xi_1 = \frac{h}{9,1} \quad (3.19)$$

Onde:

ξ_1 = módulo de compressão do lastro ($\mu\text{m/kN}$);

h_1 = espessura do lastro (cm).

3.3.2 O método de Zimmermann

Conforme explica GUIMARÃES (1999), assim como Winkler, ZIMMERMANN (1888)⁴ também considerou o trilho continuamente apoiado sobre uma longarina infinita (um dormente longitudinal), apoiada sobre um conjunto de apoios elásticos (molas), representando o sistema lastro e plataforma (Figura 3.9), conjunto solicitado por uma força isolada Q.

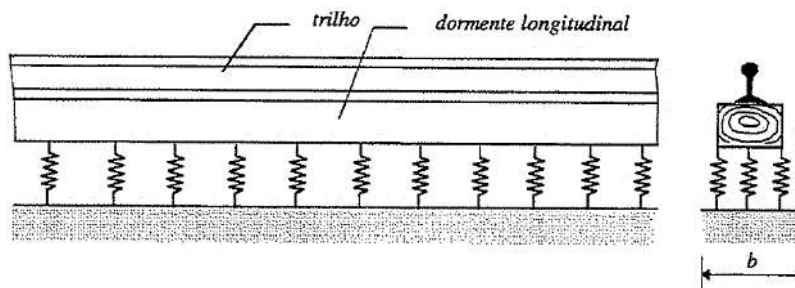


Figura 3.9 – Modelo de ZIMMERMANN (1888)⁴ para via em viga com apoios contínuos elásticos

Fonte: GUIMARÃES, 1994

O carregamento Q em um comprimento infinitesimal dx é então considerado distribuído, conforme representação na Figura 3.10. Na forma infinitesimal a força cortante V e o momento fletor M podem ser calculados conforme as equações (3.20) e (3.21). O sinal negativo representa o esforço vertical para baixo.

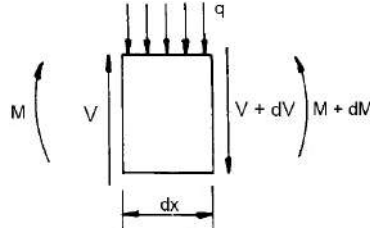


Figura 3.10 – Solicitação no trilho em um elemento de comprimento dx

$$\frac{dV}{dx} = -q(x) \rightarrow dV = -q(x) dx \quad (3.20)$$

$$\frac{dM}{dx} = V \rightarrow dM = V dx \quad (3.21)$$

Da resistência dos materiais, utilizando a teoria de flexão em vigas não prismáticas, tem-se a equação diferencial (3.22) da rigidez à flexão, de segunda ordem, representando o momento fletor.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{E_t I_t} \rightarrow E_t I_t \frac{d^2y}{dx^2} = M \quad (3.22)$$

Substituindo a equação (3.22) na equação (3.21) e diferenciando os dois lados em dx, chega-se à expressão (3.23) para o cálculo do esforço cortante:

$$\frac{d}{dx} \left(E_t I_t \frac{d^2y}{dx^2} \right) = \frac{dV}{dx} \rightarrow E_t I_t \frac{d^3y}{dx^3} = V \quad (3.23)$$

Mais uma vez diferenciando os dois lados da equação (3.23) em dx, conhecendo a equação (3.20), chega-se à equação diferencial (3.24):

$$\frac{d}{dx} \left(E_t I_t \frac{d^3y}{dx^3} \right) = \frac{dV}{dx} \rightarrow q(x) = -E_t I_t \frac{d^4y}{dx^4} \quad (3.24)$$

Utilizando-se da hipótese de WINKLER (1867)²³, que $p(x) = C y(x)$, e considerando a largura da base do trilho igual a b_T , ZIMMERMANN (1888)⁴ definiu a equação (3.25). Repare que a equação (3.25) é semelhante à equação (3.15), no entanto $b_T = b_d$ e $q(x) = Q/L'$, resultando em $p(x) = q(x)/b_T$. Ou seja, na expressão da pressão de contato de WINKLER (1867)²³, $p(x)$ foi transformada por ZIMMERMANN (1888)⁴ em uma carga uniformemente distribuída pela largura do trilho, $q(x)/b_T$.

$$q(x) = b_T C y(x) \quad (3.25)$$

Finalmente, igualando as equações (3.24) e (3.25), chega-se à equação diferencial (3.26). É importante salientar que nas muitas bibliografias pesquisadas não se encontrou os detalhes aqui apresentados até a equação (3.26), registrando-se a importância

desse passo-a-passo de uma teoria desenvolvida em 1888. Repare também que a rigidez considerada na equação (3.26) é apenas a do trilho e não a da viga de Winkler, EI_v .

$$E_t I_t \frac{d^4 y}{dx^4} + b C y(x) = 0 \quad (3.26)$$

Onde:

E_t = módulo de elasticidade do trilho $[F][L]^{-2}$;

I_t = momento de inércia do trilho $[L]^4$;

b = largura do apoio $[L]$;

C = coeficiente de deflexão de apoio $[F][L]^{-3}$;

$y(x)$ = função do deslocamento no trilho $[L]$.

A resolução da equação diferencial mostra que a deflexão do trilho ao longo do seu comprimento é regida pela equação (3.27):

$$y(x) = \frac{Q}{2 b C L} e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos\left(\frac{x}{L}\right) + \sin\left(\frac{x}{L}\right) \right] \quad (3.27)$$

Onde:

$y(x)$ = função do deslocamento no trilho $[L]$;

Q = carregamento concentrado qualquer sobre a viga $[F]$;

b = largura do apoio $[L]$;

C = coeficiente de deflexão de apoio $[F][L]^{-3}$;

L = vão a ser considerado no cálculo $[L]$.

A pressão em cada apoio (dormente) é calculada pela equação (3.28):

$$p(x) = C y(x) = \frac{Q}{2 b_T L} e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos\left(\frac{x}{L}\right) - \sin\left(\frac{x}{L}\right) \right] \quad (3.28)$$

Onde:

$p(x)$ = pressão em cada apoio $[F][L]^{-2}$.

E o momento fletor no trilho ao longo do seu comprimento calculado pela equação (3.29):

$$M(x) = \frac{Q L}{4} e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos\left(\frac{x}{L}\right) - \sin\left(\frac{x}{L}\right) \right] \quad (3.29)$$

Onde:

$M(x)$ = função do momento fletor na viga $[F][L]$.

Na equação (3.29), se considerado $x=0$ (momento no ponto de aplicação de carga), a formulação é reduzida à da mecânica geral: uma carga isolada (Q) aplicada no meio de uma viga bi-apoiada de vão L , gera um momento fletor máximo conforme a equação (3.30). Nesse caso a viga seria o trilho apoiado nos dormentes e o carregamento oriundo da roda do veículo ferroviário.

$$M_{\text{máx}} = \frac{Q L}{4} \quad (3.30)$$

O grande diferencial do método de ZIMMERMANN (1888)⁴ é a simplicidade do cálculo do momento fletor máximo, pois é utilizada a equação (3.30) com as variáveis do pavimento ferroviário embutidas no comprimento característico ou efetivo L, calculado conforme a equação (3.31), apresentada em BASTOS (1999) e SPADA (2003), que não é simplesmente igual à distância entre dormentes.

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 E_t I_t}{C b}} \quad (3.31)$$

Onde:

L = comprimento efetivo para determinação do momento fletor no trilho [L];

E_t = módulo de elasticidade do aço do trilho [F][L]⁻²;

I_t = momento de inércia do trilho [L]⁴;

C = coeficiente de deflexão de apoio [F][L]⁻³;

b = largura do apoio [L].

Por sua vez, de acordo com o Conselho Ferroviário Nacional Brasileiro, CFN (1974), a distância entre dormentes é fixada considerando a bitola, as cargas por eixo previstas, o tipo de trilho, a densidade de tráfego e o tipo de dormente. Tal variável na maioria dos casos é de utilização empírica e o valor do espaçamento entre dormentes gira em torno de 60 cm.

Conforme SCHRAMM (1977), em situações normais o valor de L situa-se entre 50 a 90 cm, tendo-se como valor comum 70 cm. Já o momento fletor varia entre 14,3 a 18,3 kN.m e refere-se apenas ao carregamento oriundo de um eixo. No entanto, os veículos ferroviários, locomotivas ou vagões, têm truques com mais de um eixo, gerando carregamentos adjacentes que podem aumentar ou diminuir o momento fletor em análise.

Para determinar o momento positivo ou negativo que será somado ao momento já calculado, oriundo dos carregamentos adjacentes, pode-se utilizar a linha de influência básica para o momento fletor apresentada na Figura 3.11. Conhecida a distância entre eixos adjacentes (d), calcula-se um número adimensional (n), conforme a equação (3.32). Em seguida, utilizando a linha de influência obtém-se o multiplicador de $M_{máx}$ no eixo das ordenadas, que resulta no momento a ser incrementado ou reduzido de $M_{máx}$. Até 0,79L as cargas adjacentes aumentam o momento fletor $M_{máx}$, de 0,79L até 3,84L as cargas adjacentes reduzem o momento fletor $M_{máx}$. Acima de 3,84L as influências das cargas adjacentes podem ser desprezadas.

$$n = \frac{d}{L} \quad (3.32)$$

Onde:

d = distância entre carregamentos adjacentes [L].

L = comprimento efetivo para determinação do momento fletor no trilho $[L]$.

Como exemplo, para uma roda situada no ponto O com força $Q_1 = 100 \text{ kN}$ e $L = 70 \text{ cm}$, utilizando a equação (3.30), calcula-se $M_{\text{máx}} = 17,5 \text{ kN.m}$. Para uma força adjacente Q_2 igual a Q_1 até $0,79L = 55 \text{ cm}$, tem-se um momento positivo que será somado a $M_{\text{máx}}$. Se Q_2 estiver situado entre $55,3 \text{ cm}$ até $3,84L = 2,69 \text{ m}$, tem-se um momento negativo que será subtraído de $M_{\text{máx}}$. Considerando Q_2 a $1,85 \text{ m}$ de Q_1 (distância entre eixos), haverá um momento negativo igual a $-1,62 \text{ kN.m}$, $y(1,85/0,7)M_{\text{máx}}$. Como Q_2 está entre $0,55$ e $2,69 \text{ m}$, o momento atuante no ponto O passa a ser $17,5 - 1,62 \text{ kN/m} = 15,88 \text{ kN.m}$.

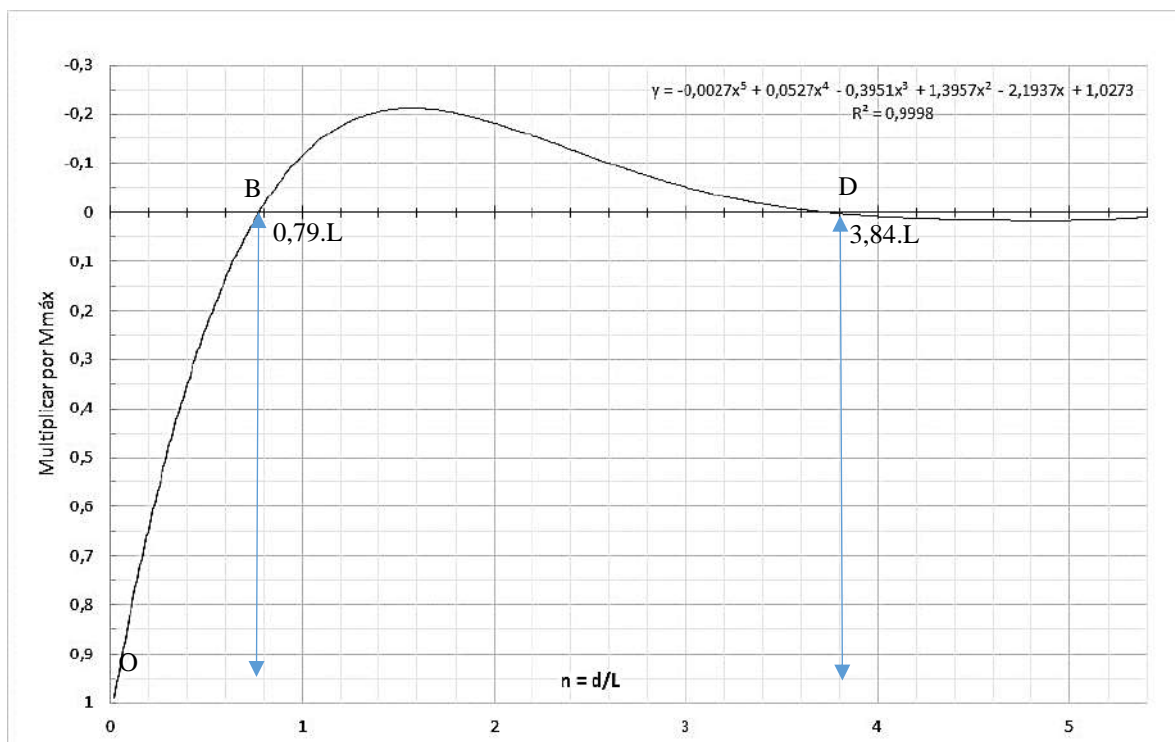


Figura 3.11 – Linha de influência básica para o momento fletor dos trilhos
Fonte: adaptado de SCHRAMM, 1977

Conforme EISENMANN (1974)²⁷ apud QUEIROZ (1990), o método de ZIMMERMANN (1888)⁴ proporciona valores médios representativos, coerentes com os resultados obtidos para velocidades das composições ferroviárias até 200 km/h . QUEIROZ (2002) afirma que a hipótese de homogeneidade no sentido horizontal não pode ser considerada totalmente verdadeira, pois na realidade existem diferentes zonas de compactação do lastro. Contudo é importante lembrar das incertezas que envolvem o

²⁷ EISENMANN J. et al. (1974). "Forschungs arbeiten, auf dem gebiet des Eisenbahn-und strassenoberbaues". Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

pavimento ferroviário na prática, tornando o método apresentado de grande relevância, explicando sua utilização até os dias atuais.

3.3.2.1 Modificação do método de Zimmermann por TIMOSHENKO et al.

Conforme TEIXEIRA (2003), embasado no método de ZIMMERMANN (1888)⁴, TIMOSHENKO, SALLER e HANKER (1915)²⁸ consideraram que o trabalho do trilho segundo a via longitudinal é o mesmo da via transversal. Tal consideração foi de grande relevância, pois transformou o dormente longitudinal em dormentes transversais, como ocorre na prática de longa data e ainda atualmente.

Os autores definiram que as superfícies de apoio dos dois sistemas deveriam ser iguais, resultando que a área de apoio do dormente no lastro seria equivalente à área de apoio do trilho no lastro (ou do apoio da longarina de Winkler), conforme a equação (3.33).

$$2 b_T a = b_d L' \rightarrow b_T = \frac{b_d L'}{2 a} \quad (3.33)$$

Onde:

b_T = largura do patim do trilho [L];

a = distância entre dormentes [L];

b_d = largura efetiva da superfície de apoio do dormente no lastro [L];

L' = comprimento efetivo de apoio do dormente no lastro [L].

Dessa maneira, considerando que $L' = 4u$ (sendo u igual a distância entre a extremidade do dormente ao centro do trilho, como será visto na seção 3.6) e substituindo b_T da equação (3.33) na equação (3.31), obtém-se a equação (3.34), utilizada por SCHRAMM (1977) para o cálculo do comprimento efetivo entre dormentes (L). Caso seja necessária a utilização do módulo de compressão ao invés do coeficiente de deflexão, substitui-se a equação (3.60) na equação (3.18), e posteriormente na equação (3.34), chegando-se na equação (3.35). As novas definições de L e b_T são então aplicadas nas equações (3.27) a (3.29) de ZIMMERMANN (1888)⁴.

$$L = \sqrt[4]{\frac{2 E_t I_t a}{C b_d u}} \quad (3.34)$$

$$L = \sqrt[4]{8 E_t I_t a \xi} \quad (3.35)$$

Onde:

L = comprimento efetivo entre dormentes [L];

²⁸ A data de 1915 não é referenciada por BASTOS (1999). Tal referência foi encontrada em FERNANDES (2005), p. 38, que menciona TIMOSHENKO como um autor individual, mas que também não referencia a fonte.

E_t = módulo de elasticidade do aço do trilho [F][L]⁻²;
 I_t = momento de inércia do trilho [L]⁴;
 a = distância entre dormentes [F];
 C = coeficiente de deflexão de apoio [F][L]⁻³;
 b_d = largura da superfície de apoio do dormente, largura do dormente [L];
 u = distância horizontal da extremidade do dormente ao meio do trilho [L];
 ξ = módulo de compressão [L][F]⁻¹.

3.3.2.2 Modificação do método de Zimmermann para um grupo de cargas

Essa modificação é descrita por SCHRAMM (1977) como sendo uma simplificação do método de ZIMMERMANN (1888)⁴, chamando-o de método de JAEHN. Ela não considera a distância efetiva entre dormentes (L), como foi mostrado até então, mas a influência de um carregamento adjacente no alívio do momento fletor máximo ($M_{\text{máx}}$) a partir de um coeficiente de posição axial (k). Carregamentos muito próximos resultarão em aumento do momento fletor. Já carregamentos adjacentes com distâncias maiores (até um certo limite) aliviarão o momento fletor principal.

Tal teoria deve ser utilizada para linhas com trilhos superiores a 30 kgf/m, distância entre dormentes de 60 a 80 cm, superfície de apoio do dormente entre 0,4 a 0,6 m², coeficiente C de 100 a 200 kN/m³ e bitola normal de 1,435 m. Com exceção da bitola, propriedades convencionais encontradas nas vias férreas brasileiras.

Conhecido o carregamento (Q) e a distância entre dormentes (a), o momento máximo é calculado conforme a equação geral (3.36), dependente apenas do coeficiente de posição axial (k). O coeficiente k , conforme Figura 3.12, tem como referência a carga Q e é determinado a partir da posição dos carregamentos adjacentes Q_a e Q_b , que simulam os eixos adjacentes.

$$M_{\text{máx}} = k Q a \quad (3.36)$$

Onde:

$M_{\text{máx}}$ = momento máximo no trilho [F][L];

k = coeficiente de posição axial dos carregamentos;

Q = carregamento qualquer, concentrado sobre o trilho [F];

a = distância entre dormentes [L].

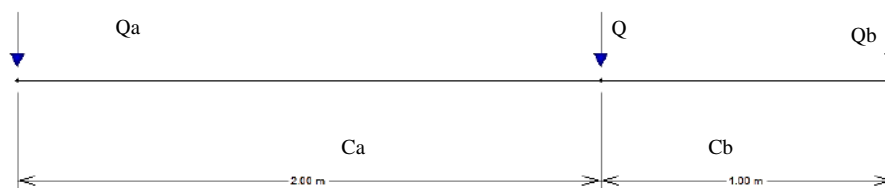


Figura 3.12 – Cargas das rodas e distâncias entre cargas para o método de JAEHN

Fonte: adaptado de SCHRAMM, 1977

Na simplificação é considerado mais relevante as distâncias dos carregamentos Q_a e Q_b em relação a Q do que a magnitude das forças aplicadas. Conforme SCHRAMM (1977), em casos reais a diferença entre carregamentos adjacentes geralmente é pequena, podendo-se considerar $Q_a = Q = Q_b$. O afastamento máximo considerado entre carregamentos, mesmo aqueles isolados, será sempre igual a 2,8 m, e toma-se $C_a \geq C_b$. O coeficiente k corresponde às seguintes equações, para:

$$C_m \geq 1,4 \text{ m: } k = 0,057 + \frac{C_m}{12} \quad (3.37)$$

$$1,12 \text{ m} \leq C_m < 1,4 \text{ m: } k = 0,174 \quad (3.38)$$

$$0,62 \text{ m} \leq C_m < 1,12 \text{ m: } k = 0,434 - \frac{C_m}{4,3} \quad (3.39)$$

Sendo C_m , para:

$$C_a \text{ e } C_b < 2,8 \text{ m, carga } Q \text{ média: } C_m = \frac{C_a + C_b}{2} \quad (3.40)$$

$$C_a \geq 2,8 \text{ m e } C_b < 2,8 \text{ m, carga } Q \text{ de extremidade: } C_m = \frac{2,8 \text{ m} + C_b}{2} \quad (3.41)$$

$$C_a \text{ e } C_b \geq 2,8 \text{ m, carga } Q \text{ isolada: } C_m = \frac{2,8 \text{ m} + 2,8 \text{ m}}{2} = 2,8 \text{ m} \quad (3.42)$$

Como exemplo de uma roda isolada, onde o momento fletor não é aliviado pelo carregamento adjacente (linha de influência da Figura 3.11), ou seja, $Q_a = Q_b = 2,8 \text{ m}$, considerando $Q = 100 \text{ kN}$ e $a = 0,60 \text{ m}$, encontra-se $C_m = 2,8 \text{ m}$, $k = 0,29$ e $M_{\text{máx}} = 17,42 \text{ kN.m}$. Comparando com o método tradicional de ZIMMERMANN (1888)⁴, $M_{\text{máx}} = 17,5 \text{ kN.m}$, uma diferença de 0,46 %.

Como exemplo de um grupo de cargas, considerando a distância entre dormentes igual a 65 cm e a configuração de cargas de uma locomotiva a vapor, Figura 3.13, calcula-se os momentos fletores para cada carregamento, apresentados na Tabela 3.4. O eixo crítico é aquele com 170 kN, superando até mesmo outros eixos com carregamentos acima de 190 kN.

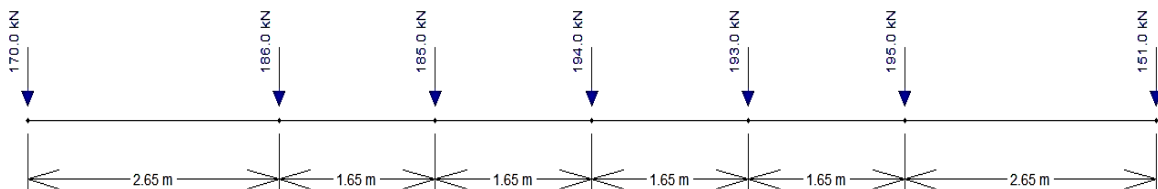


Figura 3.13 – Grupos de cargas por eixo e distâncias para uma locomotiva a vapor
Fonte: adaptado de SCHRAMM, 1977

Tabela 3.4 – Cálculo dos momentos fletores atuantes no trilho para uma locomotiva a vapor utilizando o método de SCHRAMM (1977) para um grupo de cargas

Carga do eixo (kN)	Carga P da roda (kN)	Ca (m)	Cb (m)	Cm (m)	k	Momento (kN.m)
170	85,0	2,80	2,65	2,725	0,284	15,70
186	93,0	2,65	1,65	2,15	0,236	14,28
185	92,5	1,65	1,65	1,65	0,195	11,69
194	97,0	1,65	1,65	1,65	0,195	12,26
193	96,5	1,65	1,65	1,65	0,195	12,20
195	97,5	2,65	1,65	2,15	0,236	14,97
151	75,5	2,80	2,65	2,725	0,284	13,94

3.3.3 O método de TALBOT e o módulo de via (U)

Conforme citações de SPADA (2003), com patrocínios da American Society of Civil Engineers (ASCE), American Railway Engineering Association (AREA) e apoio da Universidade de Illinois, em 1914 foi formado um grupo de pesquisa liderado pelo engenheiro norte americano Arthur Newell Talbot com o objetivo de determinar os esforços atuantes na via férrea.

Segundo BASTOS (1999), trata-se de um dos mais extensos trabalhos sobre tensões e deformações na via férrea, composto de 7 relatórios publicados entre os anos de 1918 a 1942. Na época, por ausência de um método mais avançado, diversas empresas ferroviárias ainda adotavam as considerações de WINKLER (1867)²³. TALBOT (1918, 1941)⁵ realizou ensaios experimentais com o objetivo de comparar a equação diferencial de WINKLER (1867)²³ com resultados reais da via permanente. Além de verificar a compatibilidade do método de WINKLER (1867)²³, o trabalho muito colaborou para o desenvolvimento das ferrovias no mundo e algumas equações da época são utilizadas extensivamente até os dias atuais.

Conforme QUEIROZ (1990), um dos principais ensaios experimentais consistiu na construção em laboratório de diversos segmentos de via em escala real (Figura 3.14). A combinação experimental era de um pavimento com 3 dormentes de madeira com dimensões de 15x20x203 cm, com espaçamentos variando entre 46, 53 e 61 cm, apoiados sobre lastro de pedra britada com espessuras variando entre 15, 23, 30 e 64 cm e uma base de areia compactada com 30 cm de altura. Para o carregamento foi utilizado um sistema de reação simulando eixos entre 34 a 227 kN, chumbado em uma laje de concreto com 30 cm de espessura. As medições de tensões foram realizadas utilizando células de tensões totais, instaladas entre o lastro e a base de areia.

Ao se analisar o arranjo experimental da época, exposto na Figura 3.14, conclui-se que a base de concreto com 30 cm de espessura alterou a distribuição das tensões no subleito ao se comparar com uma via permanente real, do qual o lastro fica distribuído no solo (seja do sublastro ou do subleito). Tal condição de maneira alguma invalida os resultados obtidos na época, mas provavelmente deve ter contribuído para o aumento das tensões nas camadas superiores e redução das deflexões e deformações permanentes do pavimento.

A experiência do autor da presente tese mostra que as tensões significativas do pavimento ferroviário chegam a atingir 2 m de profundidade (em alguns casos até mais), sendo esta a profundidade mínima para existir solo em ensaios experimentais.

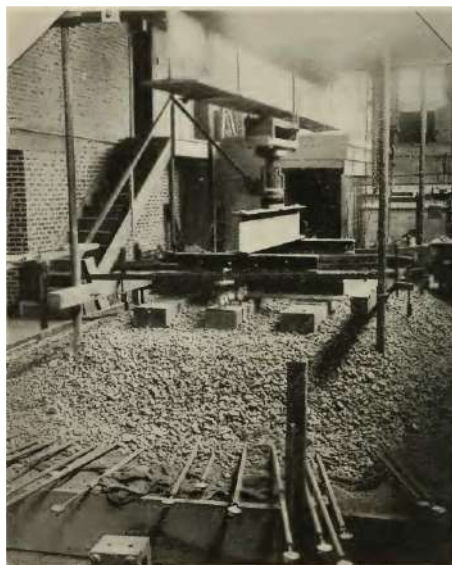


Figura 3.14 – Arranjo experimental utilizado por TALBOT (1918, 1941)⁵
Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

Conforme BASTOS (1999) e QUEIROZ (2002), assim como WINKLER (1867)²³ e ZIMMERMANN (1888)⁴, TALBOT (1918, 1941)⁵ supôs o trilho apoiado de maneira contínua em suporte elástico, solicitado por uma força concentrada, definindo a equação diferencial (3.43).

$$E_t I_t \frac{d^4 y}{dx^4} = -U y(x) \quad (3.43)$$

Onde:

y = deflexão no trilho [L];

E_t = módulo de elasticidade do trilho [F][L]⁻²;

I_t = momento de inércia do trilho [L]⁴;

U = módulo de via [F][L]⁻²;

L = vão a ser considerado no cálculo [L];

x = distância a partir do ponto de aplicação de carga [L].

Dentre as soluções da equação diferencial, algumas mencionadas em BASTOS (1999), SPADA (2003) e TEIXEIRA (2003), tem-se a equação (3.44) para a deflexão vertical do trilho (y), a equação (3.45) para a máxima força que atua na base do trilho sobre o dormente (R_{\max}) e a equação (3.46) para o cálculo do momento fletor no trilho (M). Para todas, semelhante ao método de ZIMMERMANN (1888)⁴, é válido o comprimento efetivo (L), calculado conforme a equação (3.47). A partir da máxima força sobre o dormente (R_{\max}), dividindo-a pela área efetiva de apoio do dormente, é possível estimar a tensão atuante no topo do lastro.

$$y(x) = \frac{Q}{2 U L} e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos\left(\frac{x}{L}\right) + \sin\left(\frac{x}{L}\right) \right] \quad (3.44)$$

$$\frac{R(x)}{a} = q(x) = U y(x) \rightarrow R(x) = U y(x) a \rightarrow R_{\max} = \frac{U a Q}{\sqrt[4]{64 E_t I_y U^3}} = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{U}{4 E_t I_y}} \quad (3.45)$$

$$M(x) = \frac{Q L}{4} e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos\left(\frac{x}{L}\right) - \sin\left(\frac{x}{L}\right) \right] \quad (3.46)$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 E_t I_t}{U}} \quad (3.47)$$

Onde:

y = deflexão no trilho [L];

M = momento fletor no trilho [F][L];

Q = carregamento concentrado qualquer sobre o trilho [F];

E_t = módulo de elasticidade do trilho [F][L]⁻²;

I_t = momento de inércia do trilho [L]⁴;

U = módulo de via [F][L]⁻²;

L = vão a ser considerado no cálculo [L];

x = distância a partir do ponto de aplicação de carga [L];

R_{\max} = força máxima na base do trilho (sobre o dormente) [F];

q = carga distribuída sobre o trilho [F][L]⁻¹;

a = espaçamento entre dormentes [L].

A Figura 3.15 apresenta a variação da deflexão e dos momentos fletores no trilho sob a força concentrada Q para o método de Talbot. O momento fletor é máximo no ponto de aplicação de carga e nulo a uma distância x_1 , calculada pela equação (3.48). O deslocamento do trilho na via é nulo a uma distância igual a $3x_1$.

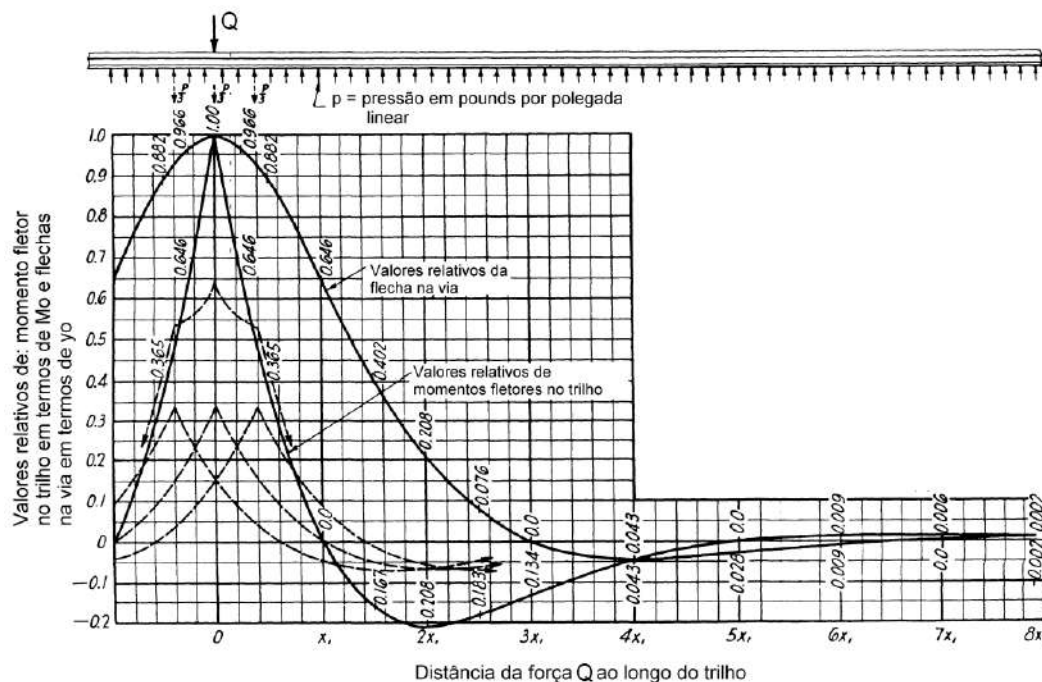


Figura 3.15 – Variação dos deslocamentos e momentos fletores no trilho

Fonte: TALBOT, 1918-1941⁵ apud BASTOS, 1999

$$x_1 = \frac{\pi^4}{4} \sqrt{\frac{4 E_t I_t}{U}} \quad (3.48)$$

TALBOT (1918, 1941)⁵ introduziu o termo “módulo de via”, coeficiente de rigidez representado pela letra U. Seu valor tem forte relação com a espessura do lastro, considerado um importante parâmetro qualitativo do pavimento ferroviário por vários pesquisadores, mas com definição física controversa.

LUNDGREN *et al.* (1970) trazem em seu trabalho a citação direta do próprio TALBOT (1918, 1941)⁵ para a definição do módulo de via (traduzido pelo autor da presente pesquisa):

“O módulo de via é uma constante elástica que denota a pressão por unidade de comprimento de cada trilho, necessária para ocasionar uma deflexão unitária no pavimento. A deflexão unitária padrão é uma polegada. U representa a rigidez da via e envolve condições dos dormentes, lastro e do pavimento como um todo, podendo ser chamado de módulo de elasticidade do suporte do trilho.”

QUEIROZ (1990) define o módulo de via como “a carga distribuída de forma uniforme (q) ao longo do trilho, que produz uma deflexão unitária (y)”. No entanto, a se

pensar que a carga do rodeiro ferroviário pode ser considerada pontual, a consideração de uma carga distribuída pode parecer incoerente.

Para SPADA (2003), o módulo de via representa uma medida vertical da rigidez do apoio do trilho. O “[...] módulo de via é definido como uma força pelo comprimento unitário que cada trilho requer para provocar uma deflexão unitária na via”. No entanto, o módulo de via também é dependente da rigidez do trilho, não representando apenas a rigidez do apoio do trilho, mas de todo pavimento.

Já a definição de SADEGHI e BARATI (2010) é mais contundente, recomendada pelo autor desta tese, pois definem o módulo de via como “a carga necessária para produzir uma deflexão vertical unitária em um comprimento unitário de trilho”. Logo, o módulo de via representa apenas um pequeno segmento da via permanente e não deve ser considerado representativo para grandes extensões.

SELIG e LI (1994)²⁹ *apud* SPADA (2003) afirmam que geralmente um aumento na espessura do lastro e na rigidez da fixação conduzem a um crescimento do valor do módulo de via.

Para BASTOS (1999), o módulo de via está relacionado com o tipo de dormente, profundidade de lastro e a conservação da via, sendo bastante influenciado pelo espaçamento entre dormentes. Um menor espaçamento dos dormentes leva a maior rigidez da via e conseqüentemente a maior resistência à deformação, resultando em um módulo da via maior.

Para QUEIROZ (2002), o módulo de via serve como parâmetro de classificação global do comportamento estrutural de dada seção do pavimento, incluindo a superestrutura e a infraestrutura.

Conforme mencionado por SPADA (2003), o módulo de via depende do nível de carregamento a que a superestrutura é solicitada. Portanto, a relação do carregamento com a deflexão é não linear, devendo sua determinação ser feita com cargas mais próximas possíveis das de serviço. Em referência, o autor menciona que HAY (1982)¹⁵ e o Manual da AREA de 1991 sugerem que o valor mínimo necessário para o módulo de via seja de 14 MPa, assegurando um desempenho satisfatório para o pavimento. Com base em observações de campo, AHLF (1975)³⁰ concluiu que uma linha com módulo de via menor

²⁹ SELIG, E.T. e Li, D. (1994), “Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It”. Transportation Research Record 1470. Washington, D.C. pp.47-53.

³⁰ AHLF, R. E. (1975). “M/W costs: How They Are Affected by Car Weights and the Structure”. Railway Track and Structures - March, pp.34-37.

que 14 MPa era pobre, uma linha com módulo de via entre 14 e 28 MPa era média, e uma linha com módulo de superior a 28 MPa era boa. RAYMOND (1985)³¹ sugere que o módulo de via ótimo esteja no intervalo de 34 a 69 MPa.

TALBOT (1918, 1941)⁵ indicou limites para U variando de 4 MPa a 36 MPa.

Em análises na Estrada de Ferro Carajás, o IPT (1985)³² *apud* BASTOS (1999) encontrou em diferentes regiões valores do módulo variando entre 37 MPa e 68 MPa. ALIAS (1977)³³ *apud* BASTOS (1999) classifica a qualidade da via segundo o valor de U, para valores em torno de:

- a) 10 MPa a via é considerada ruim;
- b) 30 MPa, média;
- c) 60 MPa, boa.

Para ANDERSON e ROSE (2008) linhas com dormentes de madeira solicitadas por uma locomotiva pesando aproximadamente 1300 kN apresentaram módulo de via da ordem de 17 MPa com deflexões da ordem de 6,4 mm. Já linhas com dormentes de concreto apresentam módulo da ordem de 52 MPa com deflexões da ordem de 1,3 mm.

ESVELD (2001) apresenta valores de módulo de via da ordem de 9 MPa para vias com a fundação de má qualidade e 90 MPa para fundações de boa qualidade.

Já a AREMA (2013), conforme também mencionado por MONTEIRO (2015) apresenta os seguintes valores:

- a) 7 MPa para via com dormentes de madeira após socaria;
- b) 21 MPa para via com dormentes de madeira em via compactada pelo tráfego;
- c) 21 MPa para via com dormentes compósito de plástico em via compactado pelo tráfego;
- d) 41 MPa para via com dormentes de concreto e compactada pelo tráfego;
- e) 62 MPa para vias com dormentes de madeira e lastro e subleito congelados.

O módulo de via sofre alteração do seu valor conforme alteração do carregamento, inclusive para um mesmo pavimento-tipo. Tal variação também ocorre quando da mudança de determinado tipo de dormente, para um mesmo carregamento. Analisando os resultados do trabalho de QUEIROZ (2002) é possível constatar que o módulo de via

³¹ RAYMOND, G. P. (1985). "Analysis of Track Support and Determination of Track Modulus" Transportation Research Record 1022, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 80-90.

³² INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1985). "Ensaio dinâmico e determinação do módulo de via na Estrada de Ferro Carajás". São Paulo. Relatório IPT n.21.723. 43p.

³³ ALIAS, J. (1977). La voie ferrée: techniques de construction et d'entretien. Paris. Édition Eyrolles.

para um pavimento com dormentes de madeira ou aço tende a se reduzir levemente com o aumento do carregamento. A mesma redução ocorre de maneira mais acentuada em um pavimento com dormente de concreto protendido. No caso do dormente bi bloco de concreto, ocorre aumento do módulo de via, como mostra a Tabela 3.5. Nas análises do autor, a via férrea se estabilizou após 500 mil ciclos de carga.

Tabela 3.5 – Variação do módulo de via para variação do carregamento vertical conforme o tipo de dormente

	Madeira		Concreto protendido		Concreto bi bloco		Aço	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Carga (kN)	50	174,9	25,94	178,29	25	174	25	174
U (MPa)	27,37	17,52	44	15,56	7	8	18	15

Fonte: QUEIROZ, 2002

Considerando que a distância entre dormentes (a) seja igual a duas vezes a distância entre a extremidade do dormente e o eixo do trilho (2u), igualando a equação (3.34) de TIMOSHENKO, SALLER e HANKER, modificada de ZIMMERMANN (1888)⁴, com a equação (3.47) de TALBOT (1918, 1941)⁵, tem-se a relação entre o módulo de via e o coeficiente de deflexão de apoio,

$$U = C b_d \quad (3.49)$$

Onde:

U = módulo de via [F][L]⁻²;

C = coeficiente de deflexão de apoio [F][L]⁻³;

b_d = largura da superfície de apoio do dormente no lastro [L].

Conforme LUNDGREN *et al.* (1970), QUEIROZ (2002) e KLINCEVICIUS (2011), o módulo de via pode ser determinado por equações com base em deflexões ou carregamentos distribuídos. Os três principais métodos são:

- equação (3.50), Figura 3.16, para carga pontual, Winkler e Talbot;
- equação (3.51), Figura 3.17, para carregamentos distribuídos;
- equação (3.52), Figura 3.18, para veículos de cargas múltiplas, ASCE/AREA/Talbot.

$$U = \frac{\left(\frac{Q}{y}\right)^{\frac{4}{3}}}{(64 E I)^{\frac{1}{3}}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{y}\right)^4}{64 E I}} \quad (3.50)$$

$$U = \frac{q}{y} \quad (3.51)$$

$$U = \frac{\sum Q_i}{a \sum_{i=1}^m y_i} \quad (3.52)$$

Onde:

U = módulo de via $[F][L]^{-2}$;

P = carga de roda $[F]$;

d_m = deflexão medida $[L]$;

E = módulo de elasticidade do trilho $[F][L]^{-2}$;

I = momento de inércia do trilho $[L]^4$;

A_{bd} = área da bacia de deflexão $[L]^2$;

Q_i = carga de roda $[F]$;

a = espaçamento entre dormentes $[L]$;

y_i = deflexão no trilho no i ésimo dormente $[L]$;

m = número de dormentes.

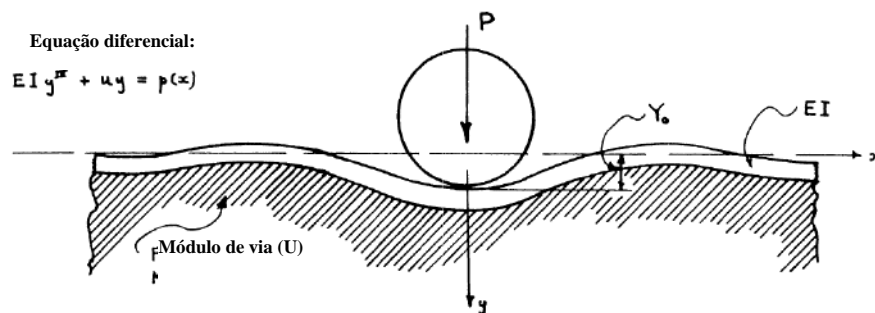


Figura 3.16 – Deflexão do pavimento para carga pontual

Fonte: adaptado de LUNDGREN *et al.*, 1970

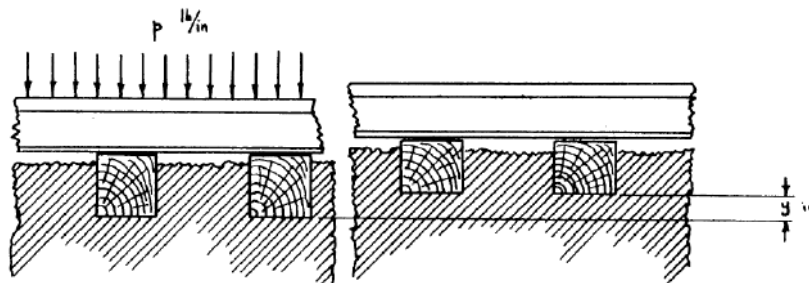


Figura 3.17 – Deflexão no pavimento por carregamento uniformemente distribuído

Fonte: LUNDGREN *et al.*, 1970

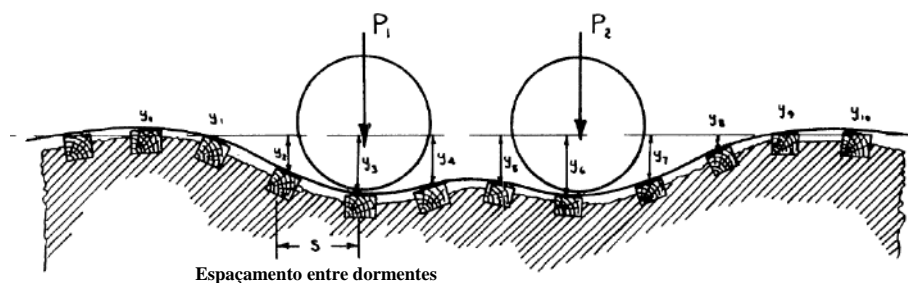


Figura 3.18 – Deflexão na via por múltiplos carregamentos

Fonte: adaptado de LUNDGREN *et al.*, 1970

Na opinião do autor da presente tese, o módulo de via não deveria ser visto apenas como um parâmetro qualitativo do pavimento ferroviário, mas também representativo do comportamento global do pavimento de acordo com as propriedades das camadas que o compõe. O módulo pode representar a condição em que se encontra a via tendo em vista o aspecto construtivo/operacional (novo sem utilização ou novo recém utilizado) e não necessariamente o pavimento com menor módulo de via apresenta uma qualidade inferior.

Como se observa no Anexo D – Resultados das simulações realizadas, diferentes tipos de pavimentos resultaram em grande variação do módulo de via, mas para todos eles foram considerados materiais íntegros. As próprias equações clássicas para a determinação de U correlacionam-se mais com a deflexão, com o carregamento e com a rigidez do trilho do que com propriedades mais intimamente qualitativas dos materiais que compõem o pavimento.

Portanto, o módulo de via deveria ser visto mais como uma identidade para determinado grupo de pavimentos em determinadas idades (mensurada por toneladas brutas transportadas) e a sua qualidade também analisada com base nas deflexões medidas.

3.4 O coeficiente de rigidez de apoio e a relação entre os parâmetros de rigidez

Outra maneira de analisar o pavimento ferroviário, mencionado por MONTEIRO (2015), é por intermédio do coeficiente de rigidez de apoio equivalente (k_{eq}), equação (3.53). Tal coeficiente expressa a relação entre a carga transmitida ao apoio elástico $q(x)$ e o deslocamento vertical (y), sendo que cada elemento discreto recebe a carga distribuída ao longo de um comprimento equivalente ao espaçamento entre dormentes (a).

É possível correlacionar U e k_{eq} conforme a equação (3.54), estimado por intermédio de um modelo que considera um conjunto de molas com diferentes constantes associadas em série, conforme a Figura 3.19. O coeficiente k_{eq} pode ser formulado de acordo com a equação (3.55) e representa a rigidez conjunta dos elementos sob os trilhos.

$$k_{eq} = \frac{q(x) a}{y} \quad (3.53)$$

$$k_{eq} = U a \quad (3.54)$$

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{fixação}} + \frac{1}{k_{dormente}} + \frac{1}{k_{lastro}} + \frac{1}{k_{sublastro}} + \frac{1}{k_{subleito}} \quad (3.55)$$

Onde:

y = deslocamento vertical produzido [L];

a = espaçamento entre dormente [L];

$q(x)$ = carga vertical distribuída [F][L]⁻¹;

k_{camada} = é o coeficiente de rigidez correspondente a uma camada específica ou conjunto de camadas [F][L]⁻¹.

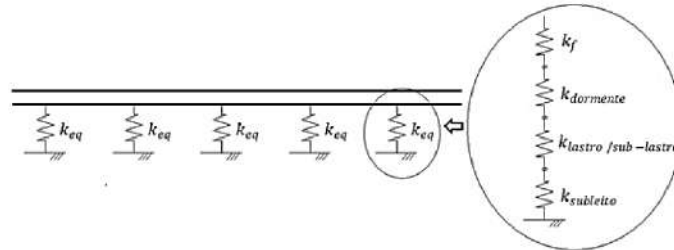


Figura 3.19 – Modelo de coeficientes de rigidez de apoio

Fonte: MONTEIRO, 2015

O coeficiente de rigidez de cada camada pode ser obtido por diversas maneiras. No caso de $k_{fixação}$ para o sistema Pandrol e-Clip, menciona-se o trabalho de RANGEL *et al.* (2015b).

Para TEIXEIRA (2003), 30 kN/mm é o valor mais frequente para o coeficiente de rigidez de apoio, apresentando ainda valores de:

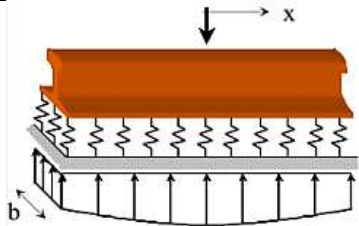
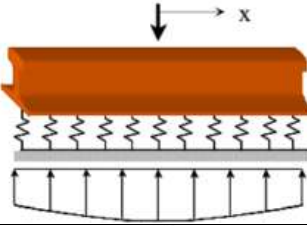
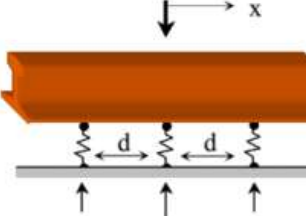
- a) 5 a 25 kN/mm para vias com subleito argiloso;
- b) 20 a 80 kN/mm para pavimentos com subleito em cascalho e rocha.

Foram apresentados três parâmetros de rigidez para a análise da via férrea:

- a) o coeficiente de deflexão de apoio (C), utilizado para se definir o coeficiente de reação do dormente (D) ou o módulo de compressão (ξ);
- b) o módulo de via (U);
- c) o coeficiente de rigidez de apoio equivalente (k_{eq}).

O significado físico dos três parâmetros e a relação entre eles foi ilustrado por TEIXEIRA (2003) e é apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Significado físico e relação entre os parâmetros de rigidez vertical da via permanente ferroviária

Parâmetro	Esquema de análise	Reação de apoio e a dimensionalidade	Relação com o índice de rigidez da via $K = Q/y$
Coeficiente de deflexão de apoio (C)		$p(x) = C y(x)$ Tridimensional $[F][L]^{-3}$	$C = \frac{1}{b} \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 E I}}$
Módulo de via (U)		$q(x) = U y(x)$ Bidimensional $[F][L]^{-2}$	$U = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 E I}}$
Coeficiente de rigidez de apoio equivalente (k_{eq})		$F(x) = k_{eq} y(x)$ Unidimensional $[F][L]^{-1}$	$k_{eq} = d \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 E I}}$

Fonte: modificado de TEIXEIRA, 2003

3.5 Estimativa de tensões verticais e momentos fletores nos dormentes

Uma das funções dos elementos da superestrutura ferroviária é a distribuição das tensões de acordo com a resistência e rigidez de cada material. Conforme TZANAKAKIS (2013), considerando uma via padrão com dormentes de madeira, a roda do trem exerce no trilho em uma área bastante reduzida grandes tensões, que chegam ao sublastro ou subleito aproximadamente 3390 mil vezes menores (Figura 3.20).

No plano longitudinal à via, conforme exemplificado na Figura 3.21, é possível admitir que as tensões atuantes em cada camada do pavimento ferroviário se estabilizem e dissipem com o aumento da profundidade. Alguns pontos do pavimento podem inclusive sofrer a influência do bulbo de tensões dos dormentes adjacentes. Para exemplificar, considerando a distância usual entre rodas igual a 1,8 m e uma distribuição das tensões em 45° (valor dependente da relação entre o MR das camadas adjacentes) é possível observar que a partir de 15 cm de profundidade no lastro em relação a base do dormente, tem-se o encontro dos bulbos de tensões oriundos dos dormentes. No subleito e no sublastro a tensão atuante já teria a contribuição dos bulbos de tensões de mais de um dormente.

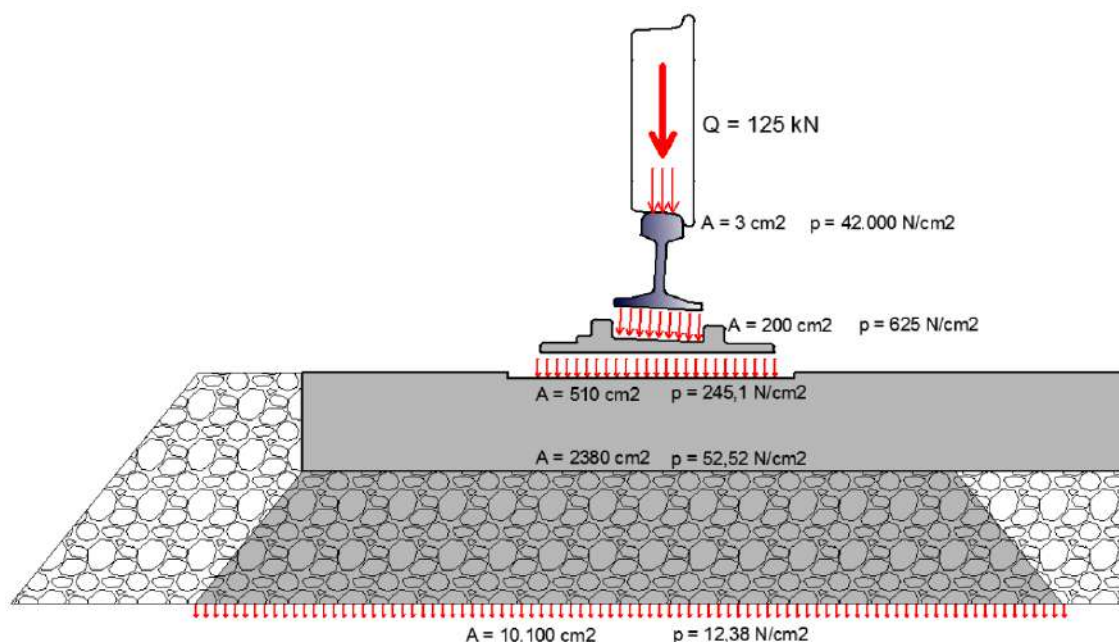


Figura 3.20 – Exemplo de distribuição das tensões na superestrutura ferroviária
Fonte: TZANAKAKIS, 2013

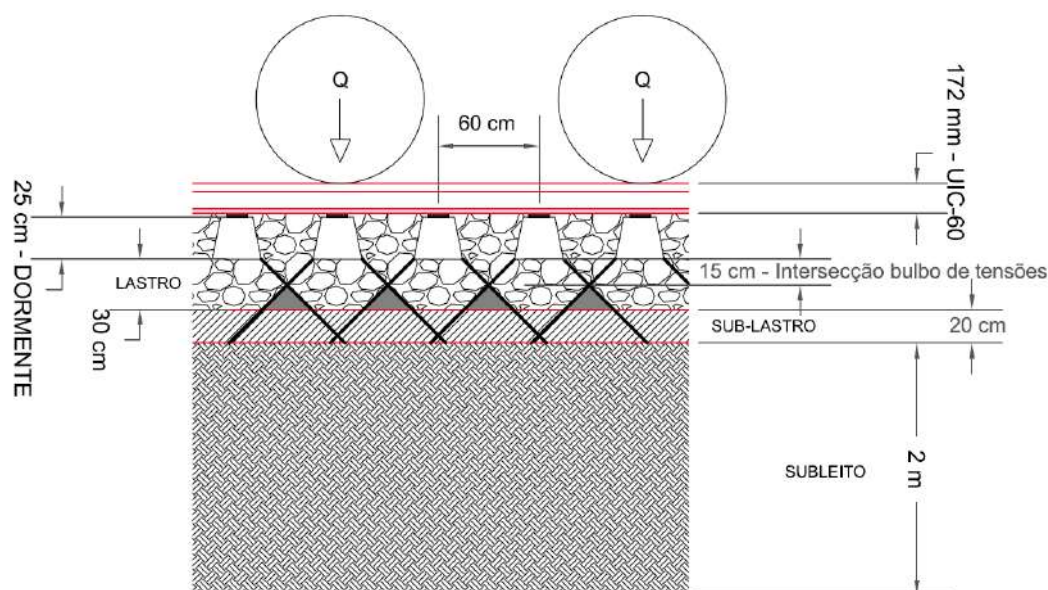


Figura 3.21 – Bulbos de tensões sob os dormentes

Nas atuais ferrovias de carga pesada em construção no Brasil, como a Ferrovia Norte-Sul, FIOCR e a Transnordestina, os dormentes são dimensionados para um carregamento de 320 kN por eixo (160 kN por roda). Ao alcançar o topo do lastro, as tensões podem atingir a resistência do material, ocasionando a degradação da camada, resultando em grandes transtornos e maiores custos de manutenção.

Quando o trilho recebe a carga de uma roda, graças a sua elevada rigidez, ele funciona como distribuidor e atenuador das tensões que efetivamente chegam ao

dormente. Conforme MEDINA e MOTTA (2015), o dormente sob a carga recebe em torno de 40 % do carregamento da roda, o elemento adjacente 23 % e o seguinte 7 %.

As tensões nas camadas inferiores ao trilho serão menores para espaçamentos entre dormentes menores, relação comprovada por KLINCEVICIUS (2011), que procedeu análises paramétricas do espaçamento entre dormentes utilizando a teoria de WINKLER (1867)²³, Figura 3.22 (trilho TR-50, módulo de via igual a 40 MPa e carga por eixo de 320 kN).

Com o aumento do espaçamento entre dormentes, conforme TARABJI e THOMPSON (1976)³⁴ *apud* CORREIA (2007), haverá maior deflexão no topo do trilho em virtude da redução na distribuição de carregamento entre dormentes.

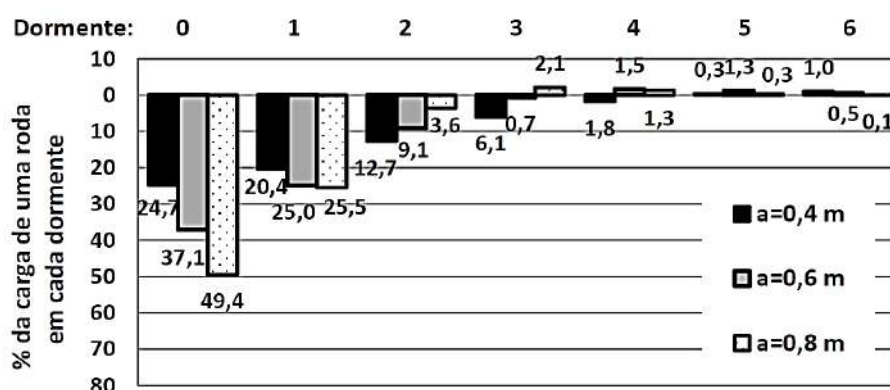


Figura 3.22 – Porcentagem da carga de uma roda em uma sequência de 6 dormentes
Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

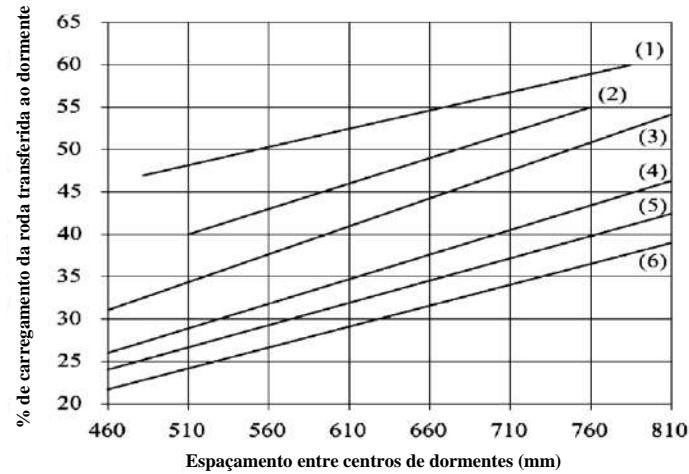
Para diferentes tipos de dormentes e espaçamentos, a norma norte americana AREMA (2013) estabeleceu o diagrama da Figura 3.23. É possível verificar que para um mesmo espaçamento, dormentes de concreto recebem maior porcentagem de carregamento do que os dormentes de aço. No caso dos dormentes de madeira, a distribuição de carga é influenciada pelo tipo de madeira e pelo módulo de via.

Considerando o carregamento uniformemente distribuído sobre um dormente retangular, SCHRAMM (1977) definiu a equação (3.56) para o cálculo do momento fletor máximo no dormente na região sob o trilho, deduzida a partir da Figura 3.24.

Segundo RAYMOND (1979)¹⁸ *apud* QUEIROZ (1990), experimentos em escala real em uma via nova, mostram que a distribuição de tensões no dormente pode ser considerada uniforme em ambos os lados da base de apoio do trilho e zero no centro do elemento, resultando nos momentos apresentados na equação (3.57). No entanto, após

³⁴ TARABJI, S.D., THOMPSON, M.R. (1976). "Track Support Systems Parameter Study – Ballast and Foundation Materials Research Program". In: FRA-OR&D-76-256, Washington, D.C. July.

utilização considerável da ferrovia, começam a surgir “gaps”, vazios sob o dormente na região dos trilhos, gerando maior apoio do dormente sobre o lastro em sua região central e conseqüentemente flexão da parte superior central (momento negativo), de maneira que os momentos atuantes passam a ser calculados conforme a equação (3.58).



- (1) Dormente de madeira (2) Dormente de concreto (3) Dormente de concreto (U = 55 MPa) (4) Dormente de madeira dura (U = 28 MPa) (5) Dormente de aço (U = 21 MPa) (6) Dormente de madeira leve (U = 21 MPa)

Figura 3.23 – Estimativa da percentagem máxima de carga transferida para o dormente conforme espaçamento, tipo de dormente e módulo de via
Fonte: adaptado de AREMA (2013)

$$M = \frac{S}{2} \left(\frac{u}{2} - \frac{d}{4} \right) = \frac{S}{8} (l - s - d) \quad (3.56)$$

Onde:

M = momento fletor no dormente sob um trilho [F][L];

S = força atuante no dormente com determinada % em relação à total [F];

u = distância horizontal entre a extremidade do dormente e o meio do trilho [L];

d = largura da superfície de apoio do trilho no dormente, igual a largura da placa de apoio ou do patim do trilho na falta da placa [L];

l = comprimento do dormente [L];

s = distância entre os trilhos de eixo a eixo, diferente da bitola [L].

$$M_r = S \frac{u}{4} \quad \text{e} \quad M_c = 0 \quad (3.57)$$

$$M_r = S \frac{u^2}{a + 2u} \quad \text{e} \quad M_c = -S \frac{a - 2u}{4} \quad (3.58)$$

Onde:

M_r = momento positivo no dormente, na base de apoio do trilho [F][L];

M_c = momento negativo no centro do dormente [F][L];

S = carga atuante no topo do dormente [F];

u = distância entre o eixo do trilho à extremidade do dormente [L].

a = distância interna entre pontos de aplicação dos carregamentos em ambos trilhos [L].

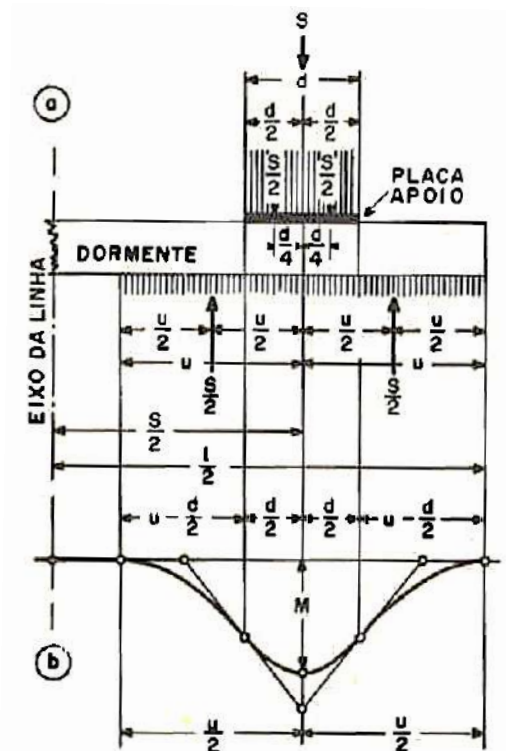


Figura 3.24 – Solicitação de flexão no dormente. (a) gráfico de carga; (b) diagrama dos momentos

Fonte: SCHRAMM, 1977

Com os momentos fletores é possível determinar as máximas tensões atuantes no dormente, comparando-as com a resistência do material. Para dormentes de concreto, uma vez que estes são mais sensíveis a supersolicitações, como as provocadas por defeitos do tipo calos de roda, recomenda-se a adição de um coeficiente de segurança.

3.6 O sistema dormente-lastro

Em vias lastreadas, considerando dormentes monoblocos como os de madeira, poliméricos e de concreto, a ação do tráfego produz na região abaixo da vertical do trilho uma concentração de tensões maior do que na região central do dormente. Tal diferença de tensões, somada à vibração dos trens ao longo do tempo, causa um descalçamento entre o lastro e o dormente (gap) na região sob o trilho, fazendo com que o dormente fique mais apoiado no lastro em sua região central, desenvolvendo aumento de tensões de tração na parte superior da peça.

Segundo SCHRAMM (1977), com a passagem dos trens, as regiões sob os trilhos tendem a ficar menos apoiadas que o centro, fazendo com que o elemento execute um movimento semelhante a uma gangorra, levando a superestrutura a uma condição

instável. Tal ação é um dos principais motivos da realização periódica da compactação e reconformação do lastro (socaria) adjacente ao dormente e em determinada zona abaixo do eixo do trilho, reestabelecendo uma condição estável.

Deve-se adotar um comprimento de dormente e uma metodologia de socaria de maneira que a extensão média do dormente fique fracamente apoiada no lastro ou até mesmo livre. Assim, ao sofrer a imposição dos carregamentos verticais, a parte média do dormente não deverá receber reação de apoio considerável e consequentemente ficará livre de elevadas tensões de contato, reduzindo o efeito gangorra.

Conforme SELIG e WATERS (1994), outro motivo da formação dos gaps é o levante do dormente em relação ao lastro pela reação longitudinal do trilho solicitado pelo eixo ferroviário. Em relação ao ponto de contato da roda com o trilho, em uma região à frente, caso o peso da grade e o atrito do lastro com o dormente não sejam suficientes para impedir o movimento vertical ascendente, haverá o levantamento momentâneo da grade em relação ao lastro, que logo retornará à sua posição original. Esse movimento de subida e descida do trilho causa uma espécie de bombeamento e caso a via esteja com má drenagem haverá a aceleração da degradação dos componentes da estrutura, principalmente a do lastro, que rapidamente ficará colmatado.

A configuração da reação do lastro no dormente e a consequente deformação no dormente depende da rigidez dos materiais, da geometria do dormente, do tipo e compactação realizada no lastro, etc. Na Figura 3.25, a representação (a) mostra a situação hipotética de um dormente perfeitamente rígido em uma via com socaria totalmente uniforme. A condição (b) ocorre quando o dormente é flexível ou a condição de compactação do lastro é desfavorável. A condição (c) representa a condição ideal, onde o dormente é menos rígido que (a), em uma via com manutenção adequada, onde a magnitude das tensões é maior sob o trilho e a condição de socaria é satisfatória. As linhas de deformação elástica sob carga que representam diversos comprimentos do dormente são apresentadas na Figura 3.26.

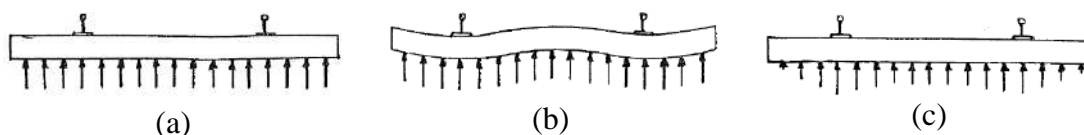


Figura 3.25 – Tipos de deformações nos dormentes
Fonte: HAY, 1982¹⁵ *apud* QUEIROZ, 1990

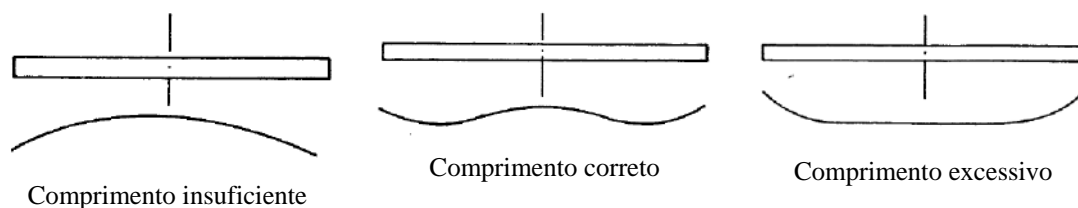


Figura 3.26 – Linhas de deformação em dormentes de diferentes comprimentos
Fonte: RIVES *et al.*, 1977¹⁰ *apud* QUEIROZ, 1990

Sabendo da diferença de tensões entre um segmento recentemente compactado e um mais antigo, SADEGHI e BARATI (2010) formularam o diagrama da Figura 3.27. Nele é possível estimar o carregamento atuante no lastro ao longo do comprimento do dormente (L), para um pavimento recém compactado ou para um acúmulo de carregamentos.

Com base na Figura 3.27, a reação do lastro no dormente na posição abaixo do trilho logo após a socaria é 21 % maior do que aquela após carregamentos acumulados. De maneira semelhante a reação do lastro na parte central do dormente é 16 % maior com o acúmulo das passagens de carga do que logo após a socaria.

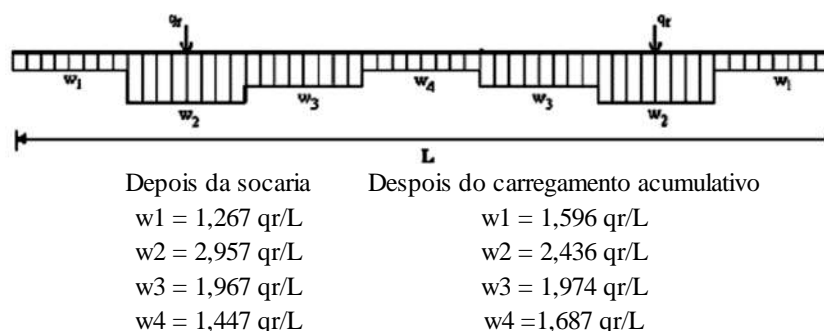


Figura 3.27 – Padrão de carregamento do dormente no lastro
Fonte: adaptada de SADEGUI, 2008³⁵ *apud* SADEGHI e BARATI, 2010

Durante a passagem dos veículos ferroviários, para estimar a tensão atuante no topo do lastro é necessário definir qual a efetiva área de apoio do dormente no lastro. Essa área também é conhecida como região de socaria ou região efetiva de apoio, podendo ser determinada multiplicando-se o comprimento de socaria pela largura do dormente.

Para a AREMA (2013), considerando o dormente monobloco, o comprimento efetivo de apoio é igual a 2/3 do comprimento total do dormente (1/3 sob cada trilho), ficando o 1/3 central do elemento sem efetivo apoio no lastro.

³⁵ SADEGHI, J. (2008). "Experimental Evaluation of Accuracy of Current Practices in Analysis and Design of Railway Track Sleepers". Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 35, pp. 881- 893.

Utilizando uma distribuição espacial de tensões no lastro em um ângulo de 45 °, CLARKE (1957)³⁶ *apud* QUEIROZ (1990) propôs a equação (3.59) para a definição do comprimento efetivo de apoio do dormente no lastro, sob cada trilho, também resultando na consideração aproximada que o 1/3 central do dormente não estaria apoiado no lastro.

$$L' = 2 u \left(1 - \frac{0,036 u}{\sqrt[4]{t^3}} \right) \approx L/3 \quad (3.59)$$

Onde:

L' = comprimento longitudinal de socaria sob cada trilho (mm);

u = distância entre o eixo do trilho e a extremidade do dormente (mm);

L = comprimento do dormente (mm);

t = altura do dormente (mm).

Segundo SCHRAMM (1977), o comprimento horizontal efetivo de apoio do dormente no lastro sob cada trilho aproxima-se de duas vezes a distância horizontal da extremidade do dormente ao eixo do trilho (Figura 3.28). Logo, a superfície de apoio do dormente no lastro pode ser determinada utilizando a equação (3.60). Para tal consideração ser válida, o comprimento total L do dormente deve ser menor ou igual a $2B$, sendo B a bitola mais a largura de um boleto do trilho.

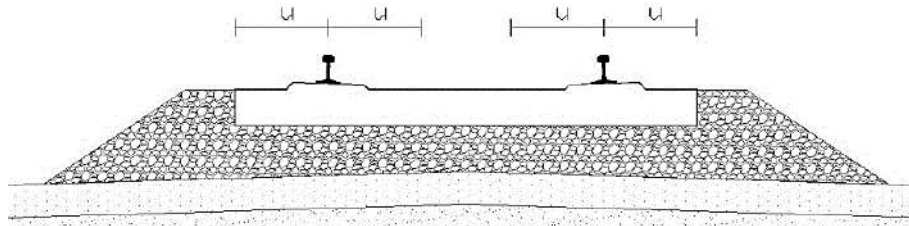


Figura 3.28 – Distância horizontal da extremidade do dormente ao meio do trilho

$$S_{\text{apoio}} = 4 u b_d \quad (3.60)$$

Onde:

S_{apoio} = superfície de apoio efetiva do dormente no lastro [L]²;

u = distância horizontal da extremidade do dormente ao meio do trilho [L];

b_d = largura da base do dormente, apoiada no lastro na mesma região de u [L].

Outra maneira de estimar a tensão no topo do lastro é utilizando o método de EISENMANN (1970)²¹, equação (3.61), que considera um sistema lastro-plataforma com base nas teorias elásticas multicamadas. Conforme QUEIROZ (1990), esse método considera o módulo de resiliência do lastro igual a 150 MPa.

$$P_o = \frac{P_d a}{2 F_1} \sqrt[4]{\frac{F_1 C}{8 E_t I_t a}} \quad (3.61)$$

³⁶ CLARKE, C. W. (1957). “Track Loading Fundamentals”. The Railway Gazette.

Onde:

P_o = tensão sob o dormente e na superfície do lastro $[F][L]^{-2}$;

a = distância entre dormentes $[L]$;

F_1 = área de apoio do dormente no lastro, correspondente a um trilho $[L]^2$;

E_t = módulo de elasticidade do trilho $[F][L]^{-2}$;

I_t = momento de inércia do trilho $[L]^4$;

C = coeficiente de deflexão de apoio $[F][L]^{-3}$:

- 20 MN/m³ para infraestrutura ruim;

- 50 MN/m³ para infraestrutura boa;

- 100 MN/m³ para infraestrutura muito boa.

P_d = carga dinâmica por roda $[F]$.

A fim de analisar em detalhes o contato do dormente com o lastro, SHENTON (1975)²² *apud* INDRARATNA *et al.* (2011) estudou fragmentos de lastro com dimensões variando entre 25 a 50 mm e dormentes com largura de 25 cm. A conclusão foi que no contato do dormente com o lastro o número de partículas participantes do suporte da grade gira em torno de 100 a 200 unidades (pontos), o que na realidade torna o problema da interface dormente-lastro muito mais complexo. Partículas maiores estabilizam a via permanente, mas partículas menores reduzem as forças de contato entre o dormente e o lastro.

Conforme a norma AREMA (2013), as pressões no topo da camada de lastro devem ser limitadas a 400 kPa, valor convencionalmente estabelecido no dimensionamento do pavimento ferroviário. Para ESVELD (2001), as tensões no lastro devem ser limitadas a 500 kPa. De acordo com INDRARATNA *et al.* (2011), estudos de campo e laboratório na Universidade de Wollongong na Austrália indicaram tensões no topo do lastro da ordem de 350 a 400 kPa.

Com o aumento dos carregamentos por eixo, principalmente em ferrovias de minério, pesquisadores vêm tentando descobrir uma maneira de atenuar a tensão solicitante no lastro sem a necessidade de alterar a geometria convencional dos dormentes. Uma das soluções utilizadas, principalmente para dormentes de concreto é a aplicação de palmilhas sob os dormentes (Figura 3.29), conhecidas do inglês como “*undersleeper pads*” (USP).

De acordo com WITT (2008) e MARQUES (2012), as USP são elastômeros com espessura variando entre 1 e 2,5 cm. Sua utilização reduz a pressão no lastro pela melhor distribuição de tensões, evitando o contato direto das extremidades dos fragmentos do lastro com o dormente, desacelerando o processo de quebra das partículas. Apenas de 3 a 4 % da área dos dormentes está em contato direto com os fragmentos do lastro, sendo esta área de contato aumentada para aproximadamente 30 % na utilização de USP.

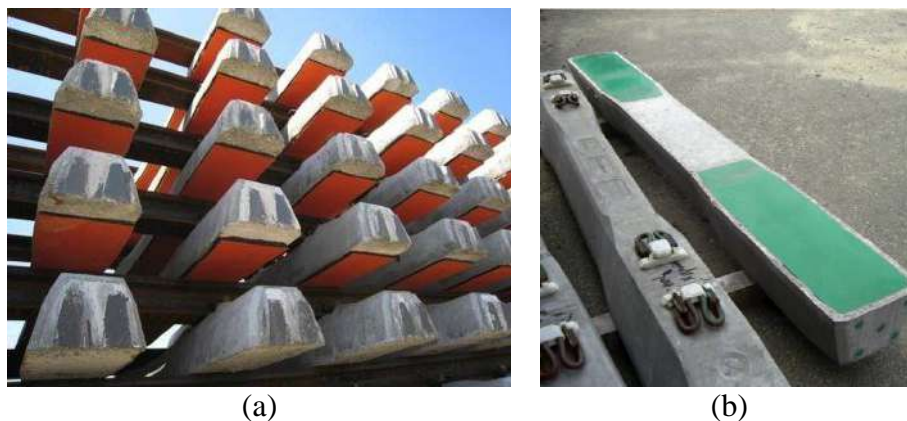


Figura 3.29 – Exemplos de dormentes de concreto com USP

Fonte: (a) disponível em http://www.geluidnieuws.nl/2013/nov2013/under_sleeper_pads.jpg; (b) disponível em http://www.youbuyfrance.com/medias/product/photo/usp-fimor_10_3_2014_31_0.jpg. Acessos em 12/03/2016

Procedendo simulações numéricas, WITT (2008) chegou à conclusão que o módulo de elasticidade ideal para a USP é em torno de 100 MPa, resultando em uma redução de tensão no lastro da ordem de 17 %. Para a USP com módulo acima de 1 GPa não ocorre diferença significativa de tensão no lastro em relação a um dormente sem USP. Para a USP com módulo em torno de 10 MPa a redução das tensões no lastro foi da ordem de 40 %, porém com acréscimo significativo da tensão de contato roda-trilho, o que aumenta o desgaste do trilho e do material rodante, inviabilizando a utilização da solução.

Para avaliar o comportamento do pavimento utilizando USP, MARQUES (2012) procedeu modelagens numéricas de uma via com trilho TR-68, lastro com 30 cm de espessura e espaçamento entre dormentes de 54 cm, utilizando o software FERROVIA. A carga de roda considerada foi de 165 kN. Três tipos diferentes de USP com 2,5 cm de espessura foram parametrizados, conforme o módulo de elasticidade: 172 MPa, 753 MPa e 16,4 GPa (valores extremos e médio do catálogo de um fabricante de poliuretano entre 10 tipos disponíveis). Os resultados são resumidos na Tabela 3.7, em valores aproximados. Constata-se que quanto menor a rigidez do USP, maior a deflexão do pavimento, chegando a patamares considerados de uma via com problemas de manutenção, caso não houvesse o USP (acima de 8 mm). Pode-se considerar que não houve variação significativa de tensões no topo do lastro entre dormentes sem USP e com USP de alta rigidez. De maneira geral o dormente de madeira proporcionou maiores tensões no lastro que o dormente de concreto, provavelmente por sua menor rigidez, transmitindo maiores tensões para as camadas inferiores.

Tabela 3.7 – Resultados da pesquisa de MARQUES (2012) para dormentes com USP

Subleito com MR = 25 MPa								
Dormente	Concreto				Madeira			
Módulo do USP	172 MPa	753 MPa	16,4 GPa	Sem USP	172 MPa	753 MPa	16,4 GPa	Sem USP
Deflexão máxima	1 cm	3 mm	1 mm		1,8 cm	5 mm	1,5 mm	0,5 mm
Tensão máx. no topo do lastro	80 kPa	80 kPa	95 kPa	90 kPa	160 kPa	175 kPa	175 kPa	180 kPa
Subleito com MR = 138 MPa								
Dormente	Concreto				Madeira			
Módulo do USP	172 MPa	753 MPa	16,4 GPa	Sem USP	172 MPa	753 MPa	16,4 GPa	Sem USP
Deflexão máxima	3,5 mm	2 mm	1 mm	1 mm	8 mm	4 mm	1,5 mm	1 mm
Tensão máx. no topo do lastro	85 kPa	80 kPa	110 kPa	110 kPa	170 kPa	175 kPa	190 kPa	190 kPa

De acordo com QUEIROZ (1990), para o dormente de concreto, no contato lastro-solo observa-se redução dos valores das tensões em torno da metade em relação aos dormentes de madeira e aço, fazendo com que haja menor necessidade do aumento da altura do lastro em vias com dormentes de concreto para a proteção do subleito. No entanto, a maior rigidez do concreto ocasiona maior degradação do lastro, o que torna o uso de USP uma boa prática para dormentes deste material.

3.7 Distribuição de tensões no lastro

Em geral os estudos de tensões no lastro têm como objetivo determinar a espessura da camada e podem necessitar de informações da tensão sob o dormente, geralmente considerada uniformemente distribuída, e da tensão admissível no topo sublastro ou subleito.

O sublastro aparece como um atenuador de tensões no subleito, além de proporcionar outras vantagens ao conjunto do pavimento, como a redução do fenômeno de bombeamento de finos, uma camada de transição, melhor plataforma de trabalho e a melhoria da drenagem.

De acordo com VILHENA (1976), define-se a capacidade de suporte mínima e a deformação elástica máxima para o sublastro em função dos materiais do subleito, que darão subsídio ao dimensionamento do lastro. Definida a tensão admissível no topo do subleito, pode-se calcular a espessura de lastro utilizando a equação (3.62) de TALBOT (1918, 1941)⁵, com bulbos de tensões apresentados na Figura 3.30. Conforme a AREMA

(2013) e LI *et al.* (2015), a mínima tensão normal resistente para o subleito deve ser igual a 138 kPa (CBR \cong 3 %).

$$P_h = \frac{53,87}{h^{1,25}} P_o \quad (3.62)$$

Onde:

P_h = pressão à profundidade h , válida apenas para a camada de lastro $[F][L]^{-2}$;

P_o = pressão à superfície do lastro $[F][L]^{-2}$;

h = altura do lastro abaixo do dormente (cm).

A equação (3.62) é difundida no Brasil para o dimensionamento da espessura do lastro e foi concebida para apenas um dormente carregado. Conforme KLINCEVICIUS (2011), TALBOT (1918-1941)⁵ também realizou experimentos com 3 dormentes e nesse caso a equação (3.62) é modificada, igualando-se P_h a uma equação de distribuição de tensões em um plano horizontal, devido a um carregamento uniformemente distribuído, resultando na equação (3.63).

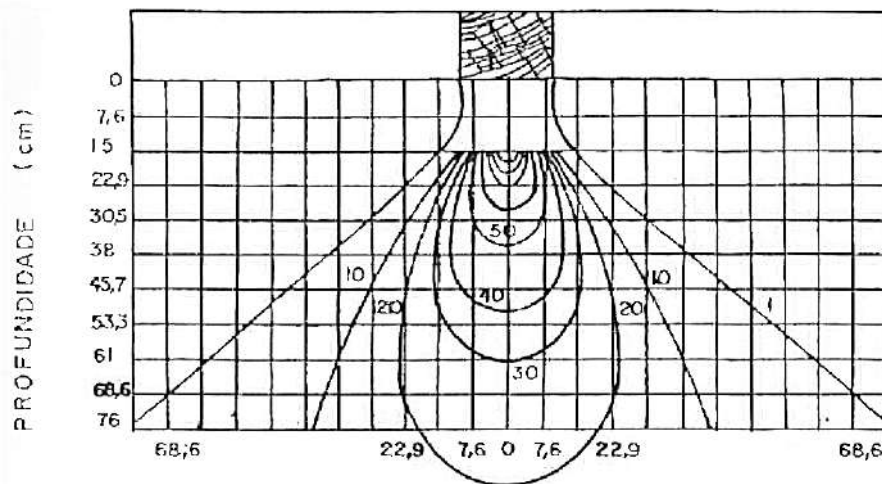


Figura 3.30 – Bulbos de tensões verticais para dormente isolado

Fonte: TALBOT, 1918, 1941⁵ *apud* QUEIROZ, 1990

A constante K é determinada conforme a equação (3.64) e aplicando a equação (3.64) na equação (3.63), chega-se à equação (3.65), que considera a superposição de efeitos dos 3 dormentes. Tal equação permite a análise de tensões ao longo do eixo da via (x) até o próximo dormente adjacente, sendo o carregamento concentrado no dormente central. Chega-se à conclusão que a superposição de efeitos dos 3 dormentes é equivalente à análise para 1 dormente isolado, equação (3.62), quando $x=0$.

$$P_h = \frac{53,87}{h^{1,25}} P_o \rightarrow P_h = \left| \frac{K L}{\sqrt{\pi}} P_o e^{-K^2 x^2} \right|_{x=0} = \frac{53,87}{h^{1,25}} P_o \quad (3.63)$$

$$K = \frac{53,87 \sqrt{\pi}}{L h^{1,25}} \quad (3.64)$$

$$P_h = \frac{K L}{\sqrt{\pi}} P_o e^{-K^2 x^2} \rightarrow P_h = \frac{53,87}{h^{1,25}} P_o e^{-\left(\frac{53,87 \sqrt{\pi}}{L h^{1,25}}\right)^2 x^2} \quad (3.65)$$

Onde:

L = comprimento do dormente (cm);

P_o = pressão na superfície do lastro (kgf/cm²);

K = constante de TALBOT;

x = distância horizontal entre o ponto em análise e a linha de simetria, longitudinal ao dormente carregado;

h = espessura da camada de lastro abaixo do dormente (cm).

A Figura 3.31 apresenta a distribuição de tensões normais no lastro ao longo da profundidade quando aplicada a equação (3.65). O comprimento do dormente foi considerado igual a 2,8 m e diferentes distâncias horizontais (x) foram parametrizadas, sendo P_o = 400 kPa. Verifica-se que somente após uma profundidade de 25 cm a formulação de Talbot apresenta redução das tensões face à tensão inicial P_o.

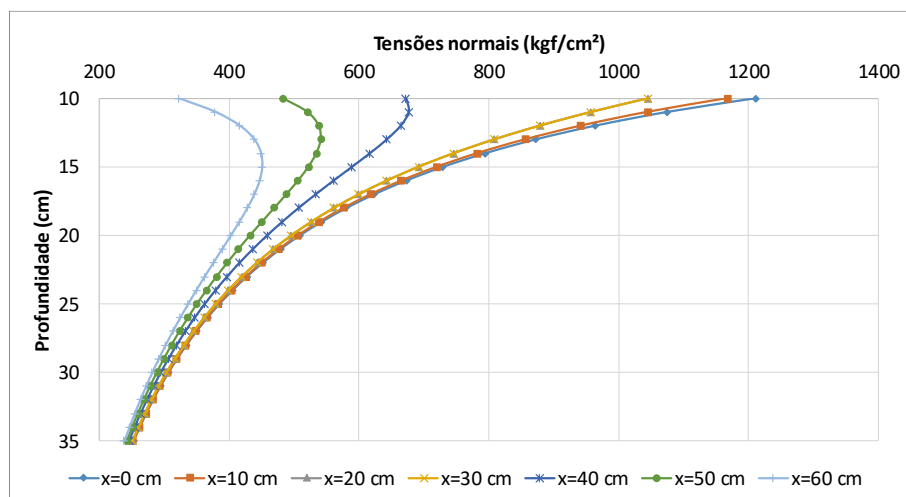


Figura 3.31 – Distribuição de tensões normais no lastro ao longo da profundidade para uma superposição de efeitos de 3 dormentes e diferentes distâncias longitudinais

Alguns bulbos de tensões pesquisados por TALBOT (1918, 1941)⁵ para 3 dormentes e diferentes espaçamentos são apresentados da Figura 3.32 a Figura 3.34.

Para SCHRAMM (1977), a distribuição das tensões ao longo da espessura do lastro se procede com um ângulo de 33° a 45°, regido pela equação (3.66). O ângulo de 33° representa fragmentos finos de rocha, com superfície lisa e úmida. Já o limite superior de 45° representa fragmentos grandes de rocha, com superfície áspera e seca, mostrando que a textura influencia na distribuição das tensões. Existe influência do comprimento do dormente na tensão atuante na base do lastro, onde 20 cm a menos em dado comprimento do dormente pode resultar em tensões até 18 % maiores. Então, deve-se evitar dormentes curtos em trechos com subleito de baixa capacidade.

$$P_h = \frac{1,5 P_{\max}}{[3 (L - a) + B_d] h \operatorname{tg}(\alpha)} \quad (3.66)$$

Onde:

P_h = pressão à profundidade h , válida apenas para a camada de lastro $[F][L]^{-2}$;

P_{\max} = carga máxima em um apoio de trilho $[F]$;

L = comprimento do dormente $[L]$;

a = espaçamento entre eixos dos dormentes $[L]$;

B_d = largura do dormente $[L]$;

h = espessura da camada de lastro abaixo do dormente $[L]$;

α = ângulo sob o qual se processa a distribuição das pressões ($^\circ$).

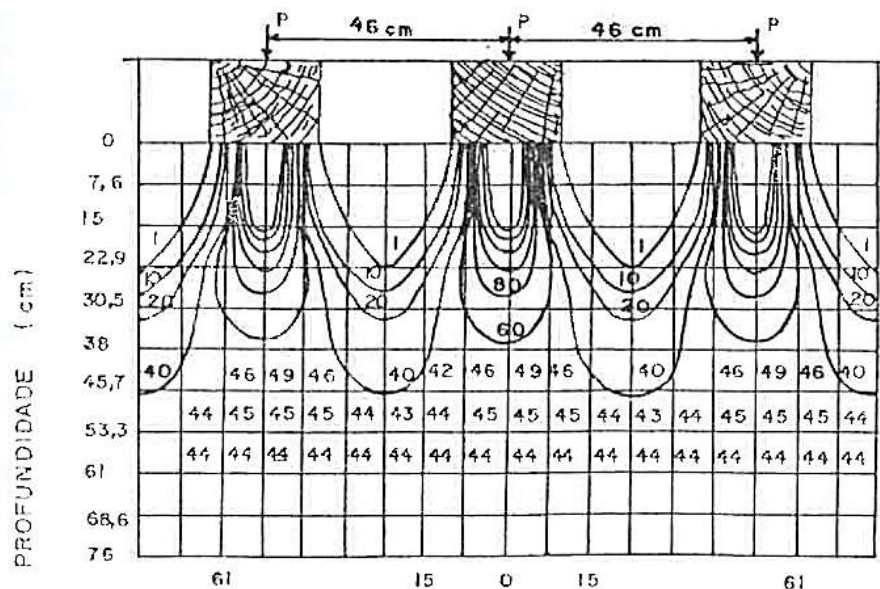


Figura 3.32 – Bulbos de tensões verticais com 3 dormentes espaçados em 46 cm
Fonte: TALBOT, 1918, 1941⁵ apud QUEIROZ, 1990

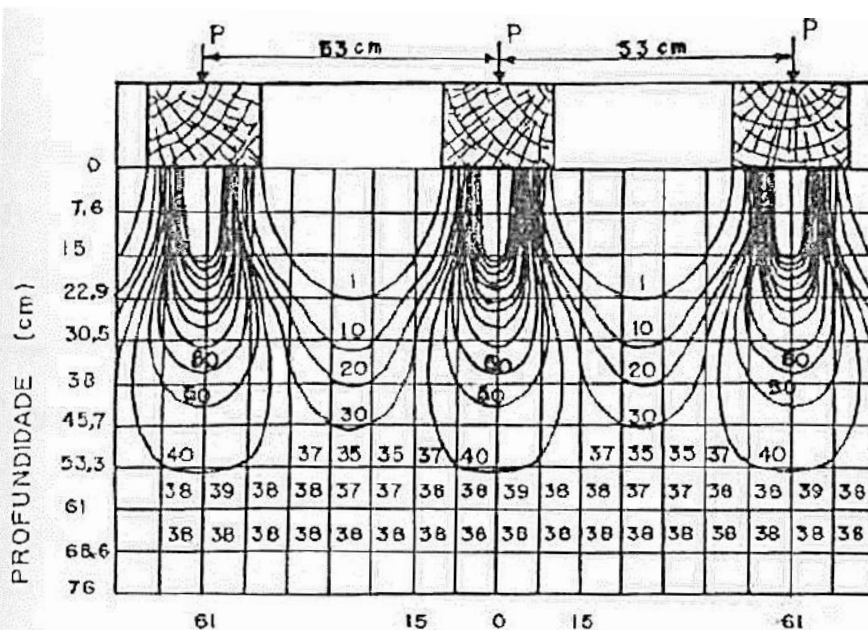


Figura 3.33 – Bulbos de tensões verticais com 3 dormentes espaçados em 53 cm
Fonte: TALBOT, 1918, 1941⁵ apud QUEIROZ, 1990

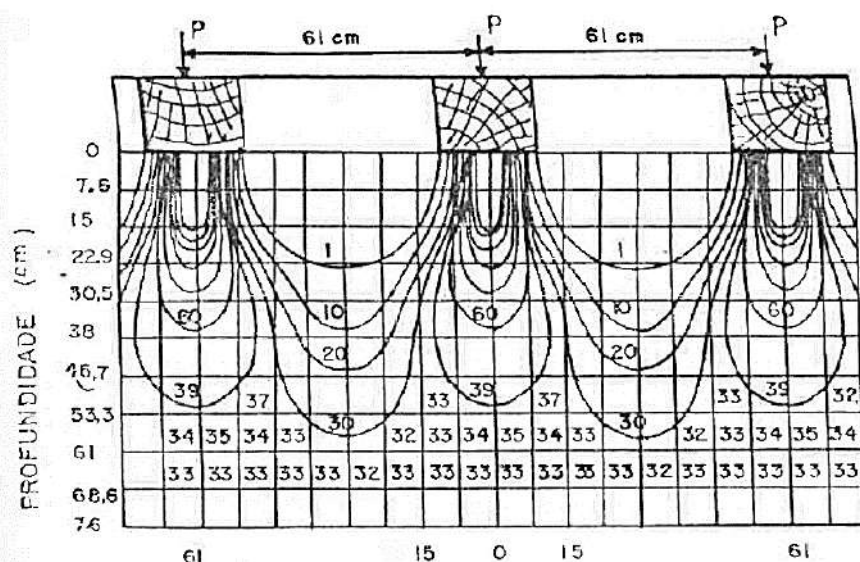


Figura 3.34 – Bulbos de tensões verticais com 3 dormentes espaçados em 61 cm
Fonte: TALBOT, 1918, 1941⁵ *apud* QUEIROZ, 1990

Segundo SCHRAMM (1977), para que efetivamente ocorra a distribuição de tensões, a espessura do lastro deverá ser maior que $\frac{B_d}{2 \tan(\alpha)}$. Para um dormente com 25 cm de largura e um ângulo de distribuição das tensões de 33° a espessura mínima será de aproximadamente 19 cm, para 45° a espessura mínima será de 12,5 cm.

Existem também outras equações clássicas que podem ser utilizadas para o dimensionamento da espessura da camada de lastro (as vezes com algumas adaptações), mencionadas por POULOS e DAVIS (1974), STOPATTO (1987), KLINCEVICIUS (2011) e MEDINA e MOTTA (2015):

- a) da Japanese National Railways (JNR), que considera a tensão distribuída uniformemente no lastro e dormente para via de bitola métrica:

$$P_h = \frac{50}{10 + h^{1,35}} P_o \quad (3.67)$$

Onde:

P_h = pressão à profundidade h , válida apenas para a camada de lastro (kg/cm^2);

P_o = pressão à superfície do lastro (kg/cm^2);

h = espessura da camada de lastro abaixo do dormente (cm).

- b) de LOVE (1929)³⁷, idealizada mais propriamente para pavimentos rodoviários, assim a consideração de “ r ” como a área efetiva de apoio do dormente pode não ser representativa:

³⁷ LOVE, E. H. (1929). "The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary". In: Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Vol. 228, pp.377-420.

$$P_h = P_o \left[1 - \left[\frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2 \right)} \right]^{\frac{2}{3}} \right] \quad (3.68)$$

Onde:

P_h = pressão à profundidade h , válida apenas para a camada de lastro (kg/cm^2);

P_o = pressão à superfície do lastro (kg/cm^2);

h = espessura da camada de lastro abaixo do dormente (cm);

r = raio da área efetiva de apoio do dormente no lastro, sob um trilho [L].

c) de BOUSSINESQ (1885)¹⁷, que teve sua validade verificada com experiências na Alemanha, podendo apresentar tensões muito elevadas em camadas próximas à superfície:

$$P_h = \frac{3 P_{\max}}{2 \pi h^2} \cos^5 \theta = \frac{3 P_{\max}}{2 \pi h^2} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (3.69)$$

Onde:

P_h = pressão à profundidade h , válida apenas para a camada de lastro (kg/cm^2);

h = espessura da camada de lastro abaixo do dormente (cm);

P_{\max} = carga máxima em um apoio de trilho [F];

r = distância horizontal entre a aplicação de carga e o ponto analisado [L];

$\theta = 0$, para tensões verticais na mesma linha de carga.

d) de NEWMARK (1942)³⁸, desenvolvida a partir da integração da equação de BOUSSINESQ (1885)¹⁷ para o cálculo das tensões no interior de um semi-espaço infinito, oriundas de carregamentos retangulares uniformemente distribuídos em uma superfície horizontal. O método baseia-se na divisão da área carregada em retângulos com aresta passando pelo ponto em análise. A partir do princípio da superposição de efeitos, soma-se ou subtrai-se retângulos:

$$P_h = \frac{P_o}{4\pi} \left[\frac{(2 m n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}) (m^2 + n^2 + 2)}{(m^2 + n^2 + m^2 n^2 + 1) (m^2 + n^2 + 1)} + \arctg \left[\frac{2 m n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2 n^2 + 1} \right] \right] \quad (3.70)$$

Onde, conforme Figura 3.35:

$m = a'/z$;

$n = b'/z$.

³⁸ NEWMARK, N. M. (1942). "Influence charts for computation of stresses in elastic foundations". Bulletin Series, Nº 330, vol. 42, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, USA, pp. 232-240.

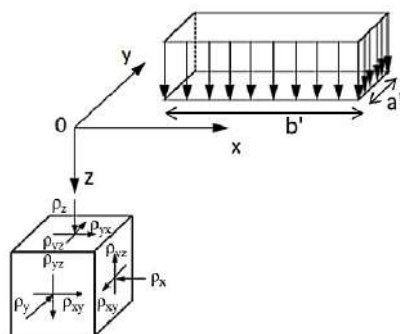


Figura 3.35 – Esquema do problema de NEWMARK (1942)³⁸
 Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

Na Figura 3.36 é apresentado um comparativo de todas as soluções apresentadas para a estimativa de tensões no lastro, considerado uma tensão sob o dormente de 4 kgf/cm² (400 kPa). Nas soluções que requerem medidas geométricas do dormente, considerou-se o comprimento total da peça igual a 2,8 m, largura de 25 cm, espaçamento entre unidades de 60 cm e comprimento efetivo de socaria para um trilho igual a 1/3 do comprimento total. Para o método de SCHRAMM (1977) o bulbo de tensões foi considerado com uma inclinação de 39°. A Figura 3.37 reapresenta o gráfico da Figura 3.36 sem a formulação de BOUSSINESQ (1885)¹⁷, que se distinguiu muito das outras formulações, não sendo recomendada para análises da distribuição de tensões em camadas de lastro ferroviário. Para 10 cm de profundidade a tensão P_h foi aproximadamente 44 kgf/cm².

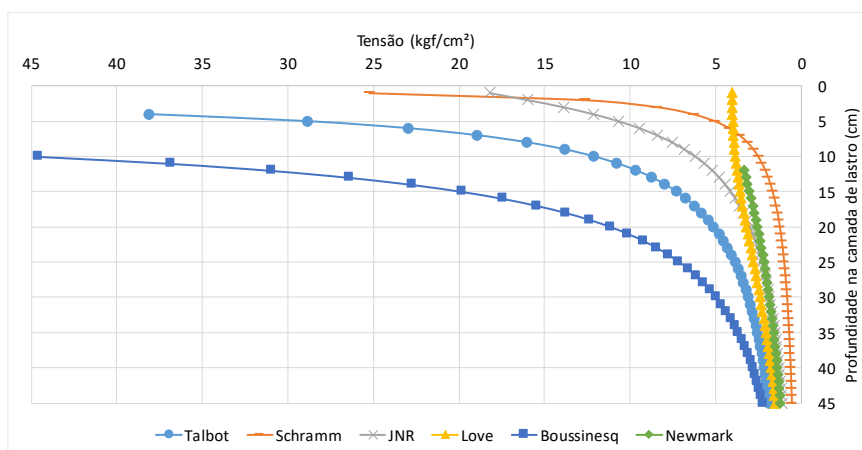


Figura 3.36 – Comparativo entre todas soluções apresentadas para estimativa de tensões no lastro

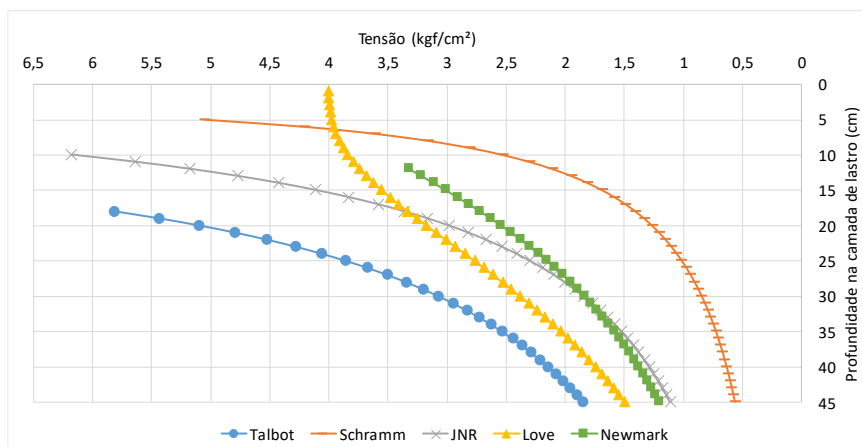


Figura 3.37 - Comparativo entre todas soluções apresentadas para estimativa de tensões no lastro, exceto Boussinesq

Conforme verifica-se na Figura 3.37, a solução de LOVE (1929)³⁷ foi a que melhor se adequou frente às distribuições de tensões plotadas, indo dos 4 kgf/cm² aplicados logo abaixo do dormente até 1,5 kgf/cm² a 45 cm de profundidade, sendo a formulação recomendada pelo autor da presente tese. A solução de NEWMARK (1942)³⁸ apresentou valores coerentes a partir de 12 cm, com 3,31 kgf/cm² indo até 1,2 kgf/cm² a 45 cm de profundidade. Todas as outras soluções apresentaram elevadas tensões nas primeiras profundidades, acima de 4 kgf/cm². A de TALBOT (1918-1941)⁵ apresentou elevadas tensões até 24 cm de profundidade.

QUEIROZ (1990) e SADEGHI (1997) comentam que a teoria de BOUSSINESQ (1885)¹⁷ também foi utilizada pela ORE (1965-1970)⁴⁷ e a espessura do lastro poderia ser determinada pela relação de tensões (P_h/P_o), conforme a Figura 3.38.

Utilizando a solução NEWMARK (1942)³⁸ como referência, KLINCEVICIUS (2011) comparou as soluções analíticas de BOUSSINESQ (1885)¹⁷ e LOVE (1929)³⁷ (Figura 3.39), e depois as soluções empíricas de TALBOT (1918, 1941)⁵ e da JNR (Figura 3.40). Tais resultados são apresentados em percentagem pois foram relacionados com a tensão no topo do lastro de aproximadamente 450 kPa (independente do tipo de superestrutura).

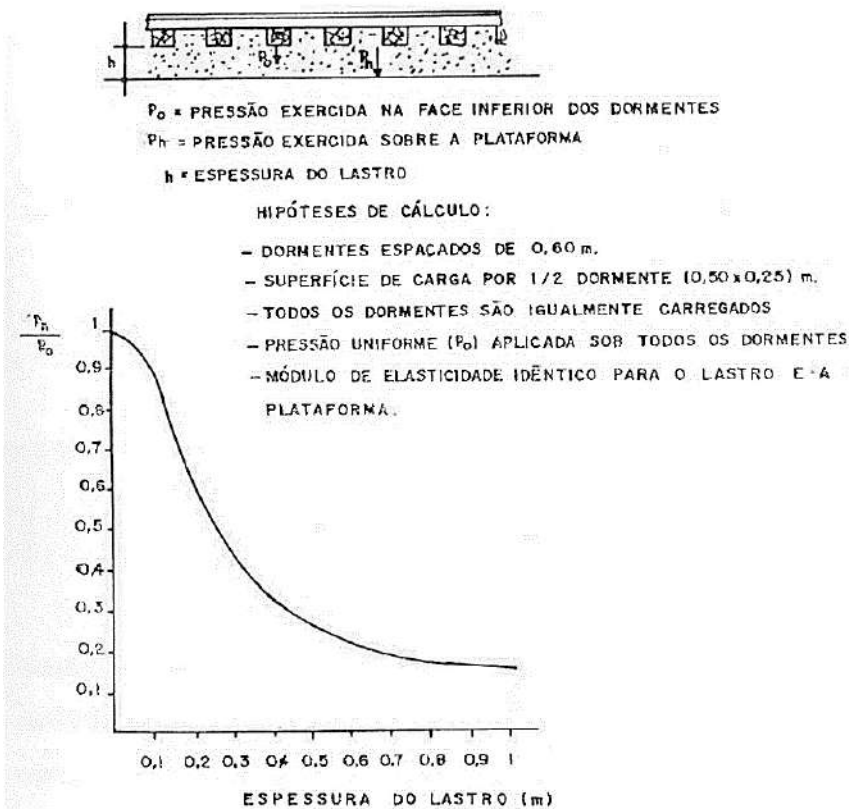


Figura 3.38 – Tensões verticais desenvolvidas no lastro
 Fonte: ORE (1965-1970)⁴⁷ apud QUEIROZ, 1990

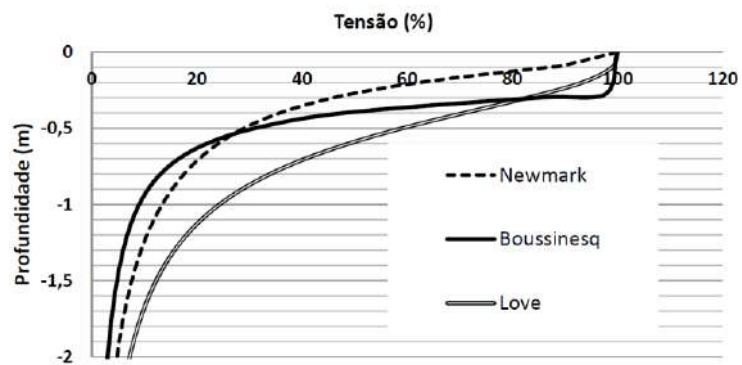


Figura 3.39 – Comparativo de soluções teóricas
 Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

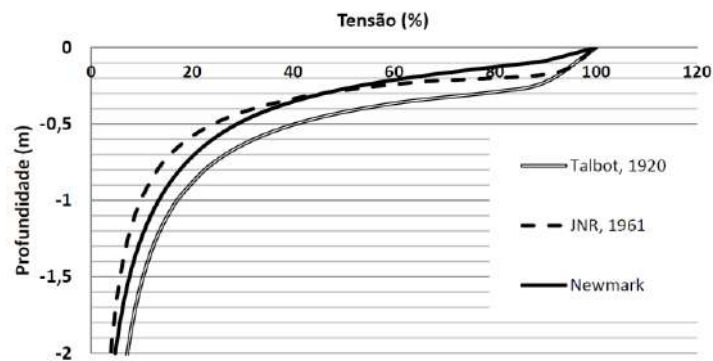


Figura 3.40 - Comparativo de soluções empíricas
 Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

A resistência horizontal do lastro tem papel fundamental na estabilidade da grade, principalmente no sentido longitudinal, equilibrando os esforços de aceleração e frenagem. No sentido transversal o lastro deve combater a ação da força centrífuga gerada nas curvas, que pode ocasionar o arraste da grade. A determinação dos esforços horizontais, apesar de na prática não existir confinamentos laterais do lastro, pode ser realizada utilizando ensaios em caixa (*box tests*).

SELIG e WATERS (1994) apresentaram resultados de ensaios em caixa, onde o lastro foi solicitado a 10 mil ciclos de carga. Como resultando, depois de 1000 ciclos de carga houve tendência à estabilização da tensão horizontal em aproximadamente 30 kPa, logo abaixo do dormente, conforme indicado na Figura 3.41. O dormente sem carga representa a condição em que o carregamento foi cessado e a tensão horizontal medida é uma tensão residual.

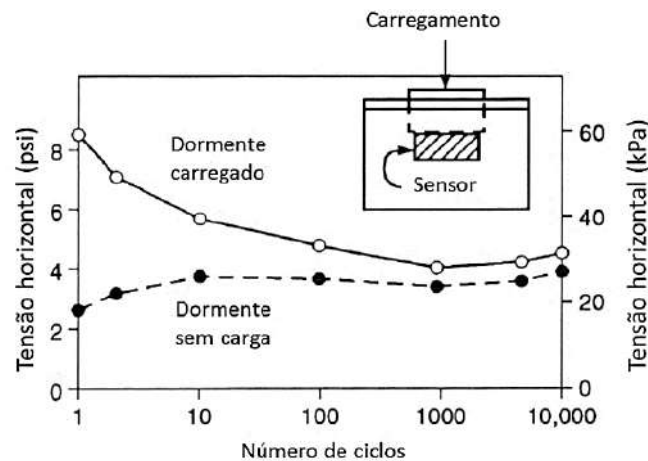


Figura 3.41 – Tensões horizontais obtidas em caixa de lastro
Fonte: SELIG e WATERS, 1994

3.8 Tensões no subleito

O estudo de tensões no subleito concentra-se na determinação da tensão admissível, requisito para a estimativa da altura de lastro. Na falta de dados mais precisos, conhecendo-se o CBR do material, pode-se utilizar a equação (3.71), originada do próprio ensaio, ou a equação (3.72) até o CBR de 20 %, de YODER e WITCZAK (1975).

$$\sigma_{adm} = 6,9 \text{ CBR} \quad (3.71)$$

$$\sigma_{adm} = 3,87 \text{ CBR}^{1,5} \quad (3.72)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível no subleito (kPa);

CBR = índice de suporte Califórnia (%).

Outra maneira convencional de estimar a tensão admissível do subleito, conforme STOPATTO (1987), MOTA (2009) e GUIMARÃES (2009), é pela aplicação da equação

(3.73), de HEUKELOM e KLOMP (1962)¹². Tal equação foi desenvolvida empiricamente para rodovias utilizando equipamentos não destrutivos e sua utilização para ferrovias é sugerida por STOPATTO (1987) na falta de parâmetros mais adequados para a estimativa da tensão admissível.

Como se percebe na equação (3.73) a mudança da rigidez do subleito, expressa pelo módulo de resiliência, causa alteração da tensão admissível da camada. Quanto maior a rigidez maior a tensão. Apesar da limitação teórica da formulação, uma vez que o módulo de resiliência sofre influência do estado de tensões, tal equação vem sendo utilizada com frequência no dimensionamento de pavimentos com resultados satisfatórios. Na Figura 3.42 é possível verificar a tensão admissível do subleito para diferentes valores do módulo de elasticidade e números de ciclos de carga.

$$\sigma_{adm} = \frac{c E}{1 + 0,7 \log N} \quad (3.73)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade [F][L]⁻²;

c = coeficiente da equação, variando entre 0,006 (valor usual) e 0,008;

N = número de ciclos de carga.

Como a tensão no subleito é influenciada pela espessura da camada de lastro, a Figura 3.43 apresenta um exemplo da variação da tensão no subleito para diferentes espessuras de lastro e em relação a diferentes dormentes e solos. Verifica-se que para as mesmas espessuras de lastro, quanto maior a rigidez do subleito maior a tensão na camada e também no lastro. A escala S1 a R foi apresentada anteriormente na Tabela 2.21.

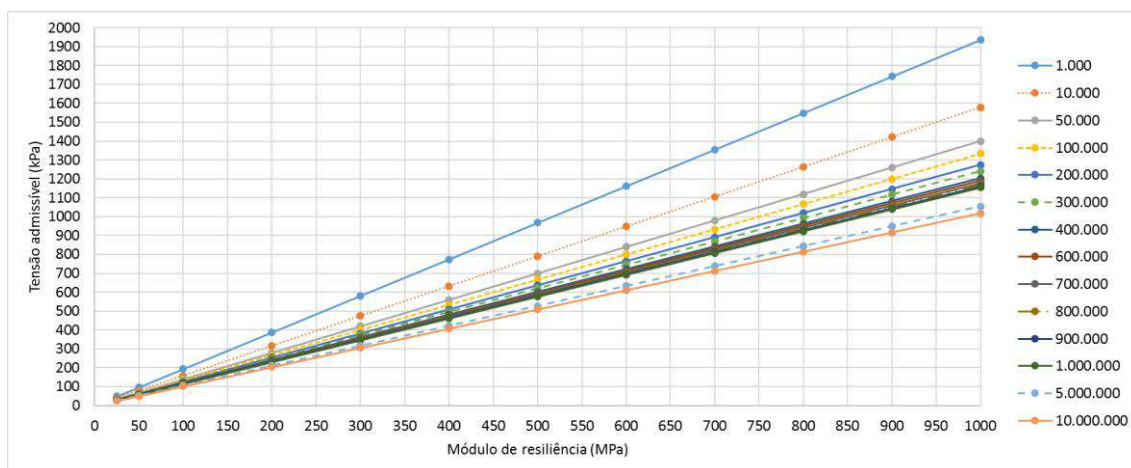


Figura 3.42 – Tensões admissíveis no subleito para diferentes valores do módulo de elasticidade e número de ciclos de carga utilizando a equação de HEUKELOM e KLOMP, 1962¹²

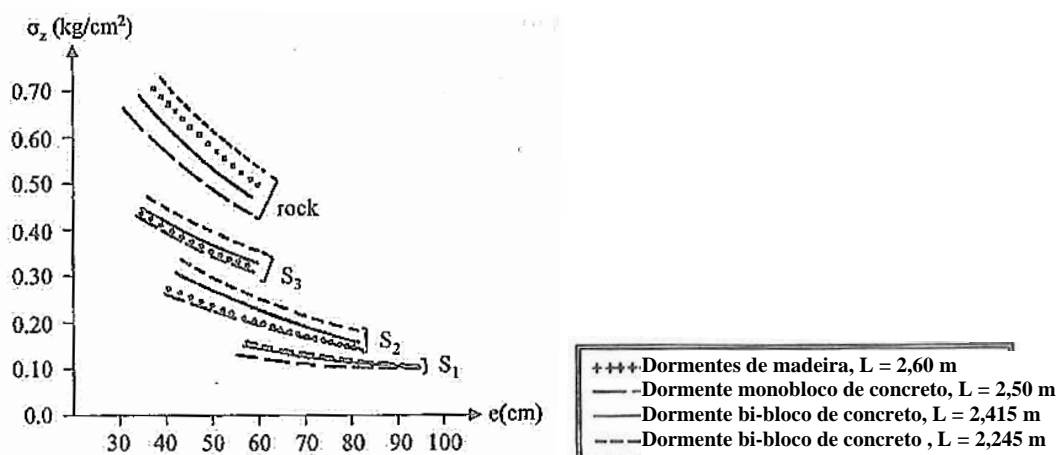


Figura 3.43 – Tensão vertical no subleito para diferentes tipos de material (S_1 a rock) e dormentes em função da espessura da camada de lastro mais sublastro (e)

Fonte: PROFILLIDIS, 2006

Conforme PROFILLIDIS (2006), os dormentes de madeira resultam em melhor distribuição das tensões do que os dormentes de concreto e também ocasionam menor tensão no subleito. De qualquer maneira, o material do dormente tem menor influência nas tensões no subleito do que o próprio material do subleito.

3.9 Tensões em camadas estratificadas

As metodologias apresentadas até então consideraram válida a Teoria da Elasticidade (material homogêneo, isotrópico e elástico-linear) e que a superestrutura ferroviária está apoiada em um meio semi-infinito contínuo. É importante salientar que tais considerações se baseiam em hipóteses não observadas em pavimentos ferroviários reais, existindo então outras teorias mais adequadas.

Como se pode avaliar no trabalho de SPADA (2003), ou como afirmado por MEDINA e MOTTA (2015), as deflexões medidas em campo podem diferir daquelas estimadas pelas equações apresentadas na seção anterior, como as de BOUSSINESQ (1885)¹⁷ ou TALBOT (1918, 1941)⁵. Isso acontece porque cada camada da via permanente não é homogênea, isotrópica e muito menos elástica linear e, verticalmente, as camadas são diferentes entre si. Um modelo mais próximo do real com diversas camadas de propriedades diferentes é complexo, atualmente resolvível utilizando programas computacionais baseados em métodos numéricos mais realistas, como será apresentado no Capítulo 4.

Entre as teorias existentes para cálculo de tensões em camadas estratificadas, menciona-se a difundida teoria de BURMISTER (1943)³⁹, que foi desenvolvida para o cálculo de tensões e deslocamentos de pavimentos com 2 ou 3 camadas (Figura 3.44), a partir de um carregamento normal em área circular.

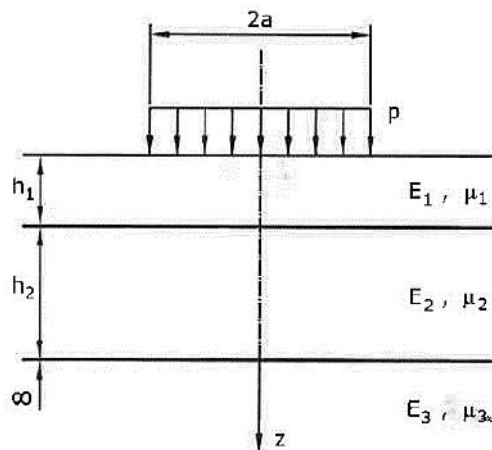


Figura 3.44 – Sistema estratificado de camadas elásticas
Fonte: MEDINA e MOTTA, 2015

Apesar de utilizar apenas a elasticidade, a teoria de BURMISTER (1943)³⁹ é interessante para o pavimento ferroviário convencional, pois possui até 3 camadas geotécnicas predominantes, o lastro, sublastro e o subleito. Dada a complexidade teórica, recomenda-se a leitura de MEDINA e MOTTA (2015), que apresentam um exemplo de aplicação utilizando as tabelas de JONES (1962)⁴⁰. Segundo os autores, ainda existem simplificações e as seguintes considerações devem ser consideradas válidas:

- a) os materiais de cada camada são elásticos, isotrópicos e homogêneos;
- b) a lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é igual ao de tração;
- c) a grandes profundidades as tensões são nulas;
- d) pode-se admitir ou não o atrito entre as camadas, influenciando a tensão de cisalhamento.

3.10 Estimativa de deflexões elásticas no pavimento ferroviário

Toda vez que o rodeiro passa por um segmento de trilho, esse desloca-se para baixo juntamente com as demais camadas do pavimento, ocasionando a deflexão. Tal deslocamento sofre influência da frequência e magnitude da carga aplicada, tipo de trilho,

³⁹ BURMISTER, D.M. (1943). “The Theory of Stresser and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airports Runway”. Highway Research Board, Proc.

⁴⁰ JONES, A. (1962). “Tables of stresses in three-layer elastic system”. Highway Research Board, Bull. 342, pp. 176-2014.

sistema de fixação, dormente, lastro, sublastro e subleito, que juntos, nos modelos clássicos de ZIMMERMANN (1888)⁴ e TALBOT (1918-1941)⁵, se traduz respectivamente no coeficiente de deflexão de apoio (C) ou no módulo de via (U), podendo a deflexão ser calculada conforme as equações (3.27) e (3.44), já apresentadas.

Baseada na teoria original de ZIMMERMANN (1888)⁴, utilizando a modificação proposta por TIMOSHENKO, SALLER e HANKER (1915)²⁸ (apresentada na seção 3.3.2.1), além de considerações do comprimento efetivo do dormente apoiado no lastro proposta por SCHRAMM (1977) (apresentada na seção 3.6), menciona-se a equação (3.74) para a estimativa de deflexões. Sua concepção não foi encontrada em nenhuma bibliografia pesquisada, sendo apresentada a seguir:

- a) a partir da equação (3.27), considerando a deflexão sob carga ($x=0$), substitui-se o comprimento efetivo (L) pela equação (3.31);
- b) após simplificações matemáticas, substitui-se o coeficiente de deflexão de apoio (C) pela equação (3.15), deixando agora a equação em desenvolvimento em função do coeficiente de reação do dormente (D);
- c) o produto de $b_d L'$, representando a área de apoio do dormente no lastro para somente um trilho é substituído pelo produto $b_T a$, conforme a equação (3.33).
- d) mais simplificações matemáticas são realizadas, chegando-se então na equação (3.74), a qual será chamada de “Modificada de Zimmermann”.

$$y = \frac{Q}{2\sqrt{2}} \sqrt[4]{\frac{a^3}{E I D^3}} \quad (3.74)$$

Onde:

y = deslocamento no topo do trilho [L];

Q = carga da roda [F];

a = distância entre dormentes [L];

E = módulo de elasticidade do trilho [F][L]⁻²;

I = momento de inércia do trilho [L]⁴;

D = coeficiente de reação do dormente [F][L]⁻¹.

Da teoria de LOVE (1929)³⁷, conforme apresentado na equação (3.68) para o cálculo de tensões, transformando a área retangular de apoio do dormente em um círculo equivalente, é possível estimar a deflexão no pavimento aplicando a equação (3.75), apresentada por POULOS e DAVIS (1974). Para $h = 0$, no topo do lastro, a equação é reduzida à teoria de BOUSSINESQ (1885)¹⁷.

$$y = \frac{2 P_o r (1 - v^2)}{MR} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{h}{r}\right)^2} - \frac{h}{r} \right) \left(1 + \frac{\frac{h}{r}}{2(1 - v)\sqrt{1 + \left(\frac{h}{r}\right)^2}} \right) \quad (3.75)$$

Onde:

y = deslocamento no topo do lastro [L];

P_o = pressão à superfície do lastro [F][L]⁻²;

MR = módulo de resiliência da camada [F][L]⁻²;

r = raio de círculo equivalente à área efetiva de apoio do dormente no lastro, sob um trilho [L];

h = profundidade abaixo do dormente [L];

v = coeficiente de Poisson.

Para PROFILLIDIS (2006) cada um dos componentes do pavimento ferroviário colabora para o deslocamento vertical por intermédio de um coeficiente de reação ou de rigidez (ρ), com ordem de grandeza conforme a Tabela 3.8. Conhecidos os coeficientes de reação de cada camada ou componente (ver seção 3.4), a deflexão total pode ser calculada conforme a equação (3.76), com valores geralmente variando entre 2 a 10 mm.

$$y = R \sum \frac{1}{\rho_n} \quad (3.76)$$

Onde:

y = deslocamento no topo do trilho [L];

R = reação vertical do trilho sob carregamento, considerar carregamento concentrado [F];

ρ_n = coeficiente de reação da camada n [F][L]⁻¹.

Tabela 3.8 – Coeficientes de reação dos componentes do pavimento ferroviário (ρ)

Componente	Coeficiente de reação (ρ)	Relação entre as médias de ρ e a média do trilho
Trilho	50 a 100 GN/m	---
Dormente de madeira	500 a 800 MN/m	115 vezes menor
Dormente de concreto	12 a 15 GN/m	5,5 vezes menor
Lastro	100 a 300 MN/m	375 vezes menor
Palmilha	100 a 200 MN/m	500 vezes menor
Subleito de silte	5 a 15 MN/m	7500 vezes menor
Subleito de argila	12 a 20 MN/m	4688 vezes menor
Subleito de cascalho ou rocha	20 a 80 MN/m	1500 vezes menor
Subleito congelado	80 a 100 MN/m	833 vezes menor

Fonte: adaptado de PROFILLIDIS, 2006

Para as soluções de estimativas de deflexão em camadas estratificadas, não basta somar as deflexões obtidas pelas equações anteriores em cada camada. A deflexão na camada superior sofre influência da camada inferior e vice-versa. Assim, conforme

MEDINA e MOTTA (2015), pode ser utilizada a equação (3.77) de ODEMARK (1949)⁴¹. Como na equação são consideradas apenas duas camadas, em pavimentos ferroviários o lastro pode ser considerado aplicado diretamente sobre o subleito, ou a contribuição do sublastro pode ser desconsiderada ou ainda embutida no lastro por um acréscimo de espessura da camada.

$$y = \frac{1,5 P_o r}{E_s} \left\{ \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + n_1^2 \left(\frac{h_1}{r} \right)^2}} \right] \frac{E_s}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + n^2 \left(\frac{h_1}{r} \right)^2 \left(\frac{E_1}{E_s} \frac{1 - v_s^2}{1 - v_1^2} \right)^{2/3}}} \right\} \quad (3.77)$$

Onde:

y = deslocamento no topo do lastro [L];

P_o = pressão à superfície do lastro [F][L]⁻²;

E_s = módulo de resiliência do subleito [F][L]⁻²;

E_1 = módulo de resiliência do lastro [F][L]⁻²;

r = raio de círculo equivalente à área efetiva de apoio do dormente no lastro, sob um trilho [L];

h_1 = espessura da camada de lastro [L];

v_s = coeficiente de Poisson do subleito;

v_1 = coeficiente de Poisson do lastro;

$n_1 = n = 0,9$, de forma que as curvas da teoria de ODEMARK (1949)⁴¹ sejam equivalentes às de BURMISTER (1943)³⁹.

Da teoria de NEWMARK (1942)³⁸, própria para carregamentos retangulares, a deflexão pode ser estimada pela equação (3.78), apresentada por POULOS e DAVIS (1974), sendo o fator de influência determinado na Figura 3.45.

$$y = \frac{(1 - v^2)}{MR} P_o b_d I_o \quad (3.78)$$

Onde:

y = deslocamento no topo do lastro [L];

P_o = pressão à superfície do lastro [F][L]⁻²;

MR = módulo de resiliência da camada [F][L]⁻²;

b_d = largura do dormente [L];

I_o = fator de influência;

v = coeficiente de Poisson.

⁴¹ ODEMARK, N. (1949). "Investigations a to the Elastic Properties of soils and Design of Pavements According to the Theory os Elasticity".

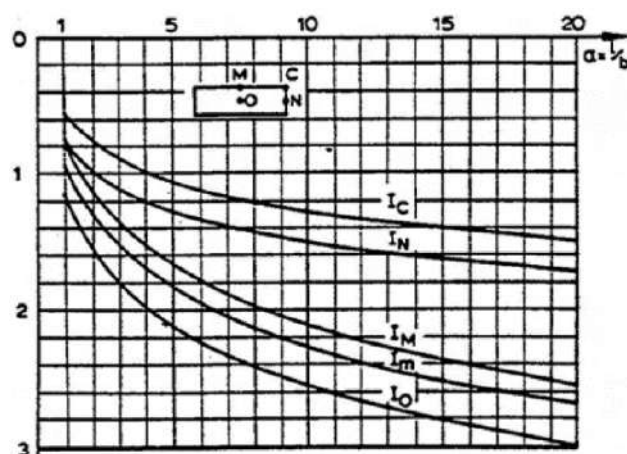


Figura 3.45 – Fatores de influência para estimativa da deflexão no topo do lastro
Fonte: POULOS e DAVIS, 1974

Apesar das diferentes variáveis de input necessárias, a Figura 3.46 mostra um gráfico comparativo de deflexões das formulações apresentadas para diferentes espessuras de lastro. Para as formulações de ZIMMERMANN (1888)⁴ e Modificada de Zimmermann, foi realizada uma estimativa do módulo de compressão do lastro utilizando a equação (3.19), convertendo-o para o coeficiente de deflexão (C), utilizando a equação (3.18), que resultou valores da ordem de 86,67 MN/m³ a 156 MN/m³, condizentes com a literatura pesquisada. Para a formulação de TALBOT (1918-1941)⁵, o coeficiente de deflexão foi transformado em módulo de via (U) utilizando a equação (3.49), resultando valores da ordem de 21,67 MPa a 39 MPa, também condizente com valores pesquisados. Já para as demais formulações, quando necessário, o MR do lastro foi considerado igual a 300 MPa, o MR do subleito igual a 100 MPa, o coeficiente de Poisson do lastro igual a 0,3 e Poisson do subleito igual a 0,4. A tensão no topo do lastro foi considerada igual a 400 kPa, o trilho UIC-60 e o dormente com 2,8 m de comprimento por 25 cm de largura, sendo o comprimento de socaria igual a 1/3 do comprimento total do dormente para cada trilho.

Analisando a Figura 3.46, os valores encontrados ficaram dentro da ordem de grandeza de pavimentos reais encontrados na literatura pesquisada, conforme demonstrado na seção 2.3.1. As formulações de ZIMMERMANN (1888)⁴ e TALBOT (1918-1941)⁵, ao contrário das demais, resultaram em valores crescentes de deflexão com o aumento da espessura de lastro. A formulação de NEWMARK (1942)³⁸ se manteve constante, uma vez que não existe parametrização da espessura do lastro na equação. Recomenda-se as formulações de ZIMMERMANN (1888)⁴, TALBOT (1918-1941)⁵ e ODEMARK (1949)⁴¹, com ênfase para as duas primeiras, por sua concepção específica para ferrovias. A equação Modificada de Zimmermann apresentou valores bem

superiores em relação as demais, podendo ser utilizada nas situações em que existam gaps sob os dormentes, apresentando deflexões da ordem das medidas por SPADA (2003) nessas situações (Figura 2.63).

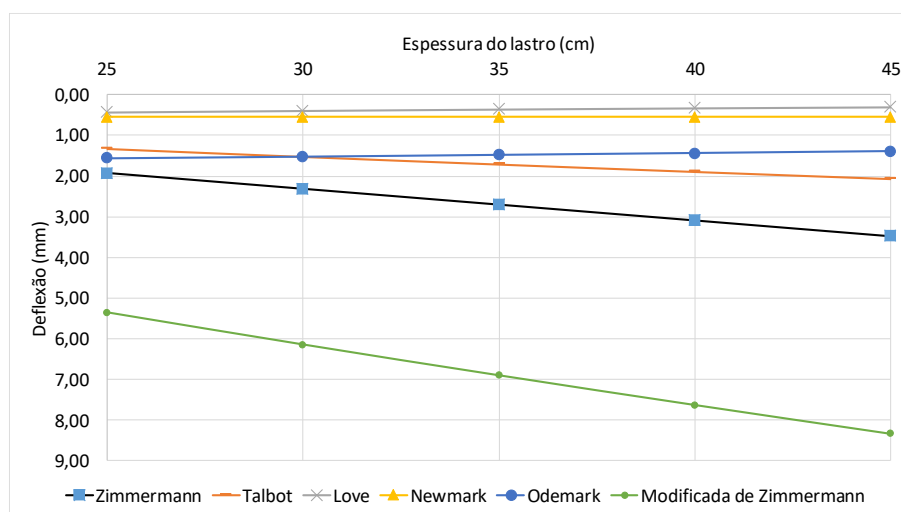


Figura 3.46 – Comparação de deflexões do pavimento ferroviário para diferentes formulações

Realizando análises paramétricas do módulo de via (U) para um eixo de 320 kN, KLINCEVICIUS (2011) encontrou as deflexões apresentadas na Figura 3.47, sendo o módulo de via de 15 MPa representando um pavimento em mal estado de conservação e o módulo de 80 MPa representando uma via bem conservada.

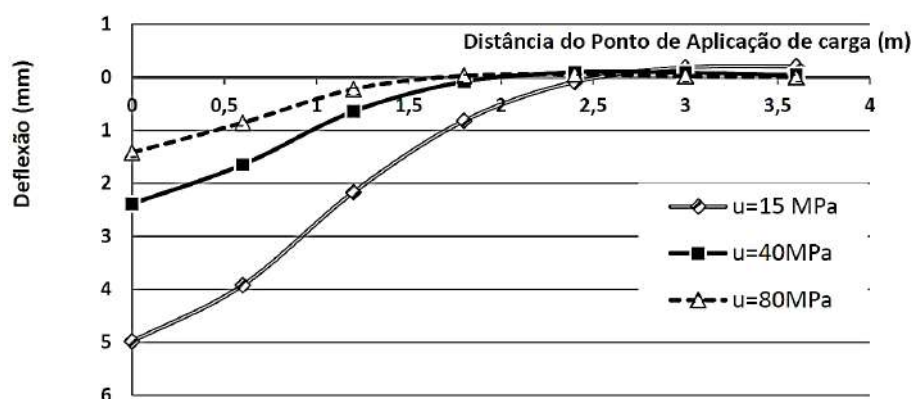


Figura 3.47 – Deflexões no trilho em função da variação do módulo de via
Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

3.10.1 A influência do tipo de dormente na deflexão do pavimento

A deformação elástica do pavimento sofre influência do material constitutivo do dormente e da sua geometria. Segundo SHENTON (1984)⁶ *apud* CORREIA (2007), os dormentes de madeira resultam em deflexões entre 70 a 90 % de um dormente de concreto com mesmo comprimento e largura, sendo a deflexão inversamente proporcional a área de apoio do dormente no lastro.

De acordo com SCHRAMM (1977), o espaçamento e a largura dos dormentes influenciam na superposição das áreas de pressão entre dormentes vizinhos, o que pode ocasionar acréscimo de tensão em algumas profundidades do pavimento. O uso de dormentes maiores e mais largos, assim como um espaçamento mais próximo, melhora a distribuição de cargas, sendo usual espaçamentos de 55 a 65 cm.

Para avaliar a influência dos dormentes na deflexão, QUEIROZ (1990) realizou ensaios experimentais em uma caixa de concreto com dimensões de 3,7x1,3 m e profundidade de 1 m, construída para dormentes de bitola larga, instrumentada com células de pressão e medidores de deslocamentos verticais. A camada de lastro tinha 30 cm de espessura, apoiada sobre uma camada de 2,5 cm de brita nº 1 e 1,5 cm de pedrisco. A camada final de solo tinha 50 cm de espessura e foi compactada a 98 % do Proctor Normal.

Solicitados por ciclos de carga variando de 5 a 100 kN a uma frequência de 2 Hz, QUEIROZ (1990) constatou-se que os dormentes de concreto são aqueles que resultam em menores deflexões, seguido pelos dormentes de aço e madeira. Com o aumento do número de ciclos de carga não houve variações consideráveis nos bulbos de tensões sob os dormentes, apresentados na Figura 3.48 e Figura 3.49.

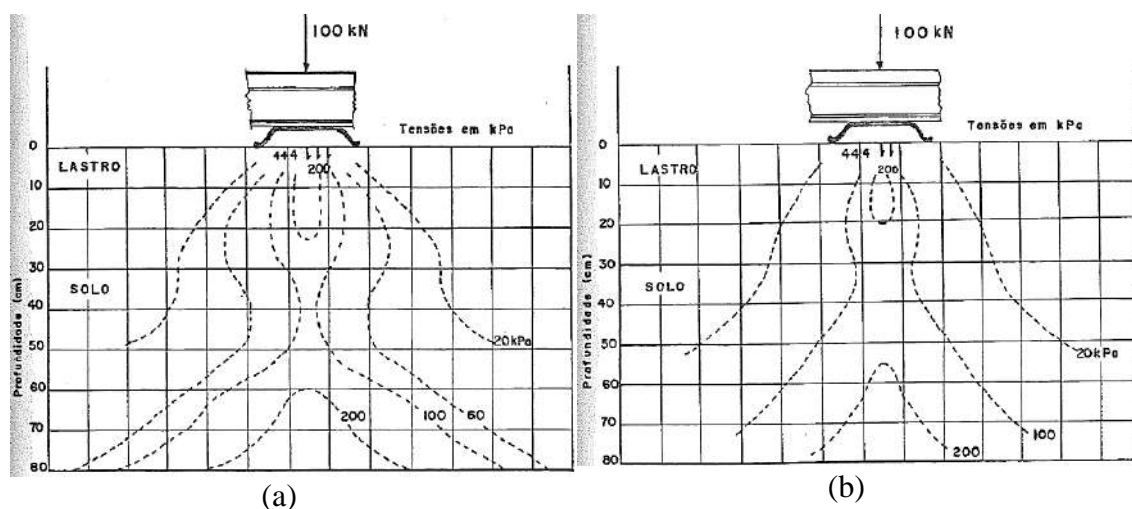


Figura 3.48 – Distribuição de tensões para o dormente de aço: 1 ciclo de carga (a); 500 mil ciclos de carga (b).

Fonte: QUEIROZ, 1990

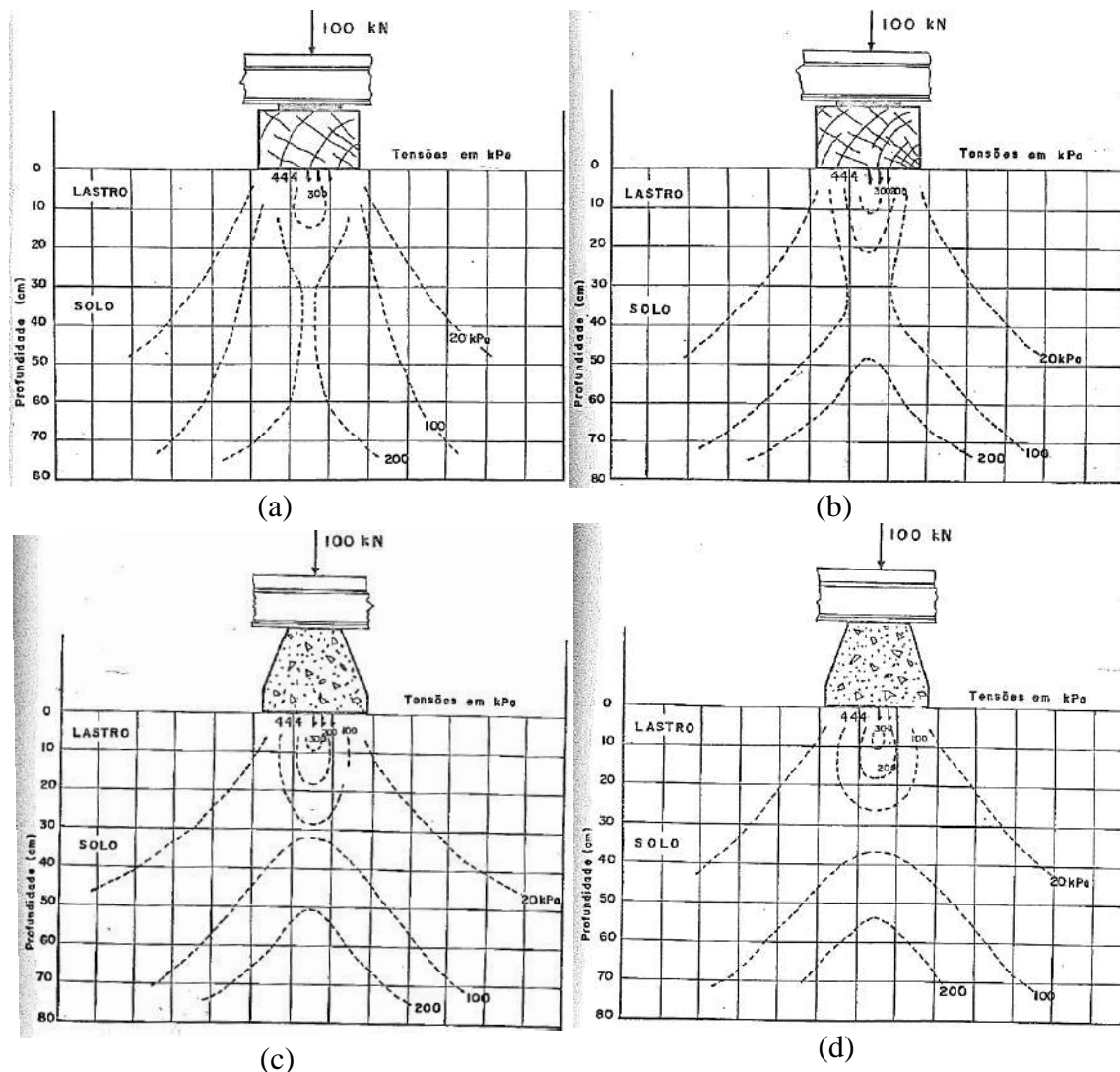


Figura 3.49 – Distribuição de tensões para dormente de madeira: 1 ciclo de carga (a); 500 mil ciclos de carga (b). Concreto: 1 ciclo de carga (c); 500 mil ciclos de carga (d)
Fonte: QUEIROZ, 1990

Ao final de 500.000 ciclos de carga os deslocamentos plásticos para os dormentes de aço, madeira e concreto foram respectivamente 0,72, 0,85 e 0,36 mm. Os deslocamentos elásticos para cada dormente e estágio de ciclos de carga são apresentados na Figura 3.50, Figura 3.51 e Figura 3.52. O dormente de aço foi aquele que sofreu a maior flexão, concentrando maiores tensões na faixa de socaria. O dormente de concreto proporcionou a menor deformação, melhorando a estabilidade e distribuindo melhor as tensões no lastro, mas acentuando a quebra do lastro, conforme constato pelo pesquisador.

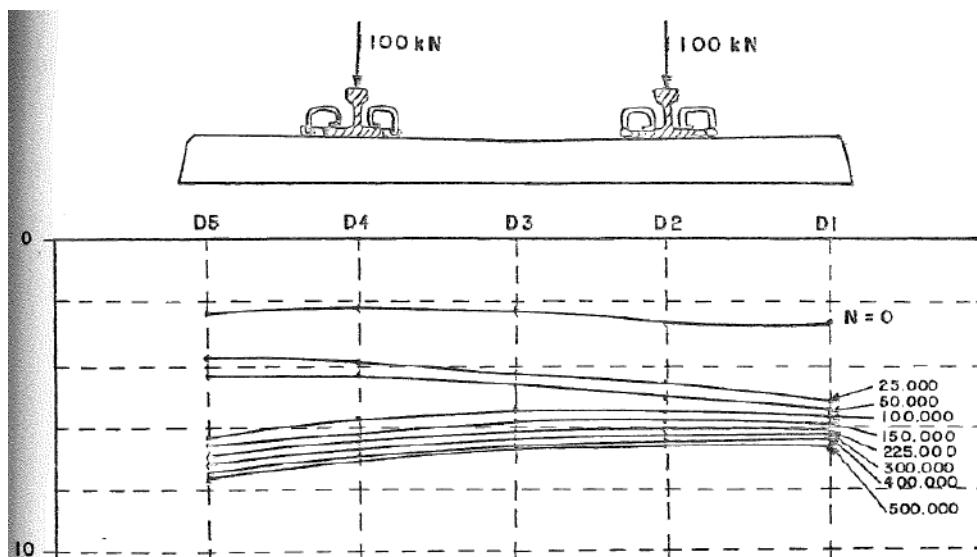


Figura 3.50 – Deslocamento vertical em mm para diferentes ciclos de carga no dormente de concreto protendido.

Fonte: QUEIROZ, 1990

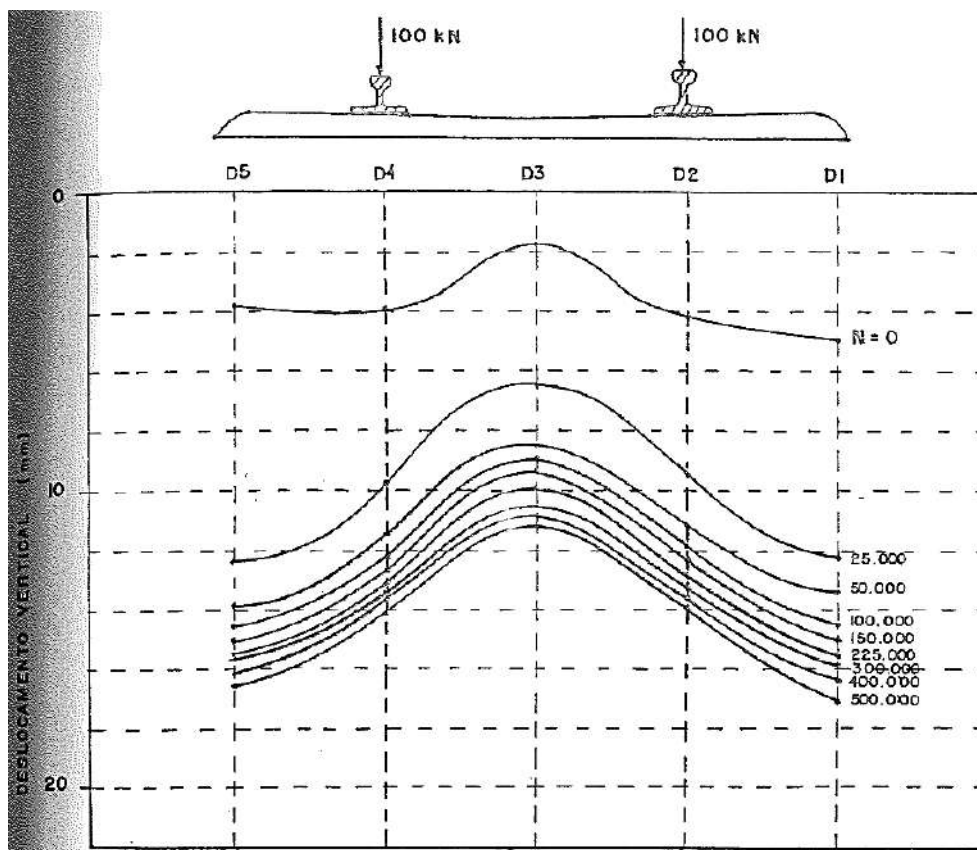


Figura 3.51 – Deslocamento vertical em mm para diferentes ciclos de carga no dormente de aço

Fonte: QUEIROZ, 1990

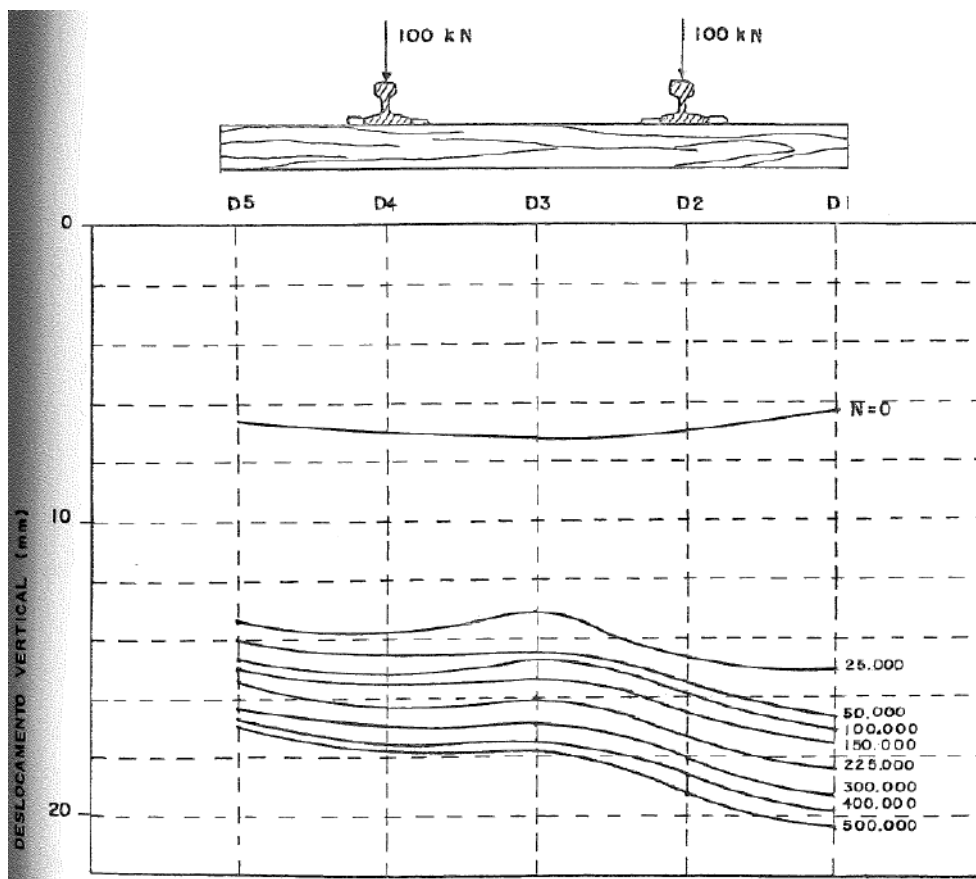


Figura 3.52 – Deslocamento vertical em mm para diferentes ciclos de carga no dormente de madeira
Fonte: QUEIROZ, 1990

QUEIROZ (2002) construiu uma via permanente em escala real com a possibilidade de obter medidas de deslocamentos verticais e horizontais. Para um mesmo nível de carga foi verificado que o dormente bi-bloco é aquele que apresenta o maior deslocamento vertical, resultando em um menor módulo de via. Já o dormente de madeira apresentou o melhor desempenho, resultando em um deslocamento vertical equivalente ao dormente de concreto protendido, além de módulos de via satisfatórios para os maiores níveis de carga.

Apesar de servir como um parâmetro qualitativo do pavimento ferroviário, constata-se com a pesquisa de QUEIROZ (2002) que o módulo de via sofre grande influência do carregamento solicitante e do dormente utilizado. Tal interferência faz com que seja necessário realizar sua medida com níveis de carregamento equivalente àqueles de operação, pois do contrário, uma via considerada boa (com base em seu módulo de via) para determinado carregamento poderá ser considerada deficiente para outro carregamento de diferente magnitude. A Figura 3.53 apresenta os valores medidos

experimentalmente. Os módulos de via foram calculados utilizando a equação (3.50), a partir da deflexão medida, sendo apresentados na Figura 3.54.

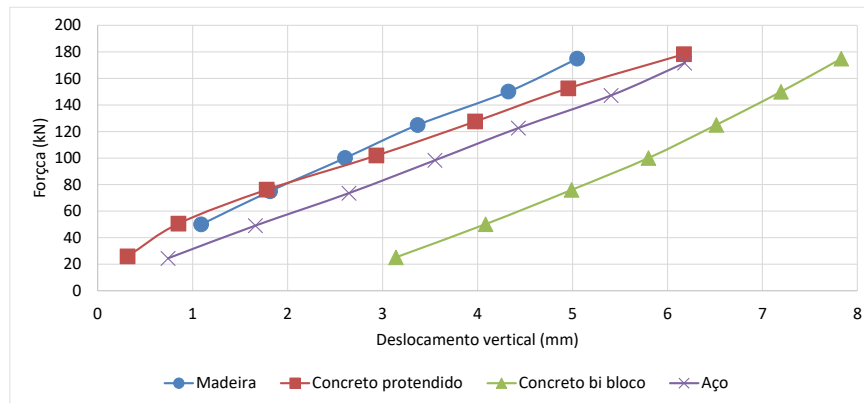


Figura 3.53 – Força *versus* deslocamento vertical para diferentes tipos de dormentes
Fonte: a partir dos dados de QUEIROZ, 2002

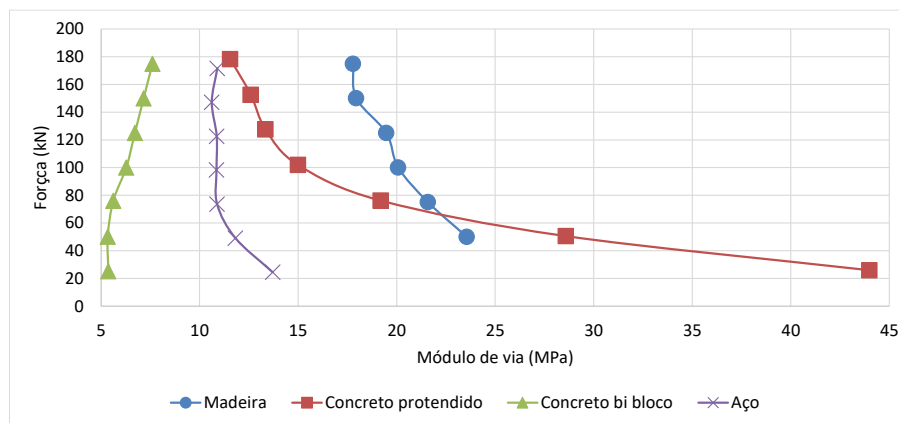


Figura 3.54 - Força *versus* módulo de via para diferentes tipos de dormentes
Fonte: a partir dos dados de QUEIROZ, 2002

3.11 Estimativa de recalques e deformações permanentes no pavimento ferroviário

Diferentemente dos deslocamentos elásticos, os recalques são permanentes e acumulativos com as passagens das cargas, sendo comum em pavimentação se usar a expressão deformação permanente. A deformação de maneira geral é específica e adimensional, enquanto os recalques ou deslocamentos plásticos são expressos em unidades dimensionais. Os modelos de previsão dos recalques geralmente são mais complexos do que das deflexões elásticas, sendo a deformação permanente normalmente oriunda do desgaste, fluência ou quebra do material, solicitado por carregamentos cíclicos ou de longa duração.

Em um pavimento ferroviário, a deformação permanente total (ou recalque) é resultante da contribuição de todas as camadas. Porém, pela própria natureza dos trilhos e dormentes, a contribuição destes materiais é muito menor do que o de outras camadas geotécnicas. De acordo com PROFILLIDIS (2006), em simulações computacionais os

trilhos e dormentes podem inclusive ser considerados como elementos não elastoplásticos, pois raramente atinge-se as tensões de escoamento ou deformações plásticas nesses materiais. Todavia, caso seja necessário considerar os efeitos plásticos em dormentes de concreto, pode-se utilizar o critério parabólico descrito por SALENÇO e HALPHEN (1983)⁴² *apud* PROFILLIDIS (2006), conforme a equação (3.79).

$$J_2 + \frac{1}{3} (R_C - R_T) I_1 = \frac{1}{3} R_C R_T \quad (3.79)$$

Onde:

I_1 = primeiro invariante das tensões $[F][L]^{-2}$;

J_2 = segundo invariante das tensões de desvio $[F][L]^{-2}$;

R_C = resistência à compressão $[F][L]^{-2}$;

R_T = resistência à tração $[F][L]^{-2}$.

Para dormentes de concreto pode-se também utilizar o critério de Mohr-Coulomb. Já no caso dos trilhos, os critérios de Von Mises ou Tresca são suficientes.

Ainda conforme PROFILLIDIS (2006), o melhor modelo para o comportamento do lastro, sublastro e subleito é o elastoplástico. O autor recomenda as equações (3.80) e (3.81), sendo a deformação total composta de uma parcela elástica e outra plástica. Em conjunto, tais formulações remetem à equação (3.82), conhecida como a equação geral de Prandtl-Reuss, sendo o trabalho de Prandtl em 1925 e de Reuss em 1930, adaptada aqui de ALVES FILHO (2012) e KELLY, 2015, onde é possível verificar a determinação do parâmetro $d\lambda$ de um dado problema para diversos critérios de escoamento. O cálculo das deformações elásticas e permanentes é realizado por incrementos.

$$\varepsilon_{ij}^e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} I_1 \delta_{ij} \quad (3.80)$$

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.81)$$

$$d\varepsilon_{ij}^t = d[\varepsilon_{ij}^e] + d\varepsilon_{ij}^p = \left[\frac{1 + \nu}{E} d\sigma_{ij} + \sum_{k=1}^{k=3} \left(-\frac{\nu}{E} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \right) \right] + d\lambda \sigma'_{ij} \quad (3.82)$$

Onde:

$d\varepsilon_{ij}^t$ = tensor do incremento das deformações totais;

$d\varepsilon_{ij}^e$ = tensor do incremento das deformações elásticas;

$d\varepsilon_{ij}^p$ = tensor do incremento das deformações plásticas;

δ_{ij} = Delta de Kronecker, $\delta_{ij} = 1$ para $i = j$, $\delta_{ij} = 0$ se $i \neq j$.

σ_{ij} = tensor das tensões $[F][L]^{-2}$;

⁴² SALENÇO, J.; HALPHEN, B. (1984) “Elasto-plasticité”. ENPC, Paris.

$d\lambda$ = escalar que controla a magnitude da deformação plástica, conhecido como parâmetro de fluxo (*flow parameter*);
 σ'_{ij} = tensor das tensões efetivas, $\sigma_{ij} - \sigma_{oct} \delta_{ij}$ [F][L]⁻².
 ε_{ij}^e = tensor deformação elástica;
 ε_{ij}^p = tensor deformação plástica;
 ν = coeficiente de poisson;
 E = módulo de elasticidade do trilho [F][L]⁻²;
 I_1 = primeiro invariante das tensões [F][L]⁻²;
 F = função do critério de escoamento;
 σ_{ij} = tensor tensão do estado de tensão [F][L]⁻².

Analisando a parcela elástica dessa formulação, equação (3.80), percebe-se que se trata da Lei de Hooke Generalizada em função das tensões efetivas, uma vez que há a subtração do primeiro invariantes das tensões. Já a parcela plástica, equação (3.81), é a Lei de Fluxo generalizada, considerando fluxo associado, uma vez que a função potencial plástico é igual a função do critério de escoamento. A Lei de Fluxo converte um critério qualquer em deformação permanente, podendo inclusive ser aplicado critérios que considerem carregamentos repetitivos. Então a equação (3.81) não é um modelo propriamente dito e tal explicação não é apresentada em PROFILLIDIS (2006).

Para PROFILLIDIS (2006), uma função potencial plástico que se adequa ao critério de plasticidade para o lastro é a de Drucker-Prager, sendo inclusive utilizada para simulações da camada por INDRARATNA *et al.* (2011) e FERREIRA e TEIXEIRA (2012). Tal critério não utiliza propriedades obtidas em ensaios de carga repetidas, como o módulo de resiliência, essencial para o dimensionamento e avaliação do pavimento.

De maneira geral o recalque total do pavimento ferroviário pode ser obtido pela soma das deformações permanentes de cada camada, conforme a equação (3.83), apresentada por MEDINA e MOTTA (2015).

$$\rho_{total} = \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{p(i)} h_i) \quad (3.83)$$

Onde:

$\varepsilon_{p(i)}$ = deformação permanente específica na camada i;
 h_i = espessura da camada i [L].

Conforme GUIMARÃES (2001), GUIMARÃES (2009) e KLINCEVICIUS (2011) existem três técnicas principais para a modelagem da deformação permanente em materiais utilizados na construção de pavimentos:

- a) utilizando o número de aplicações de carga, como por exemplo o modelo de MONISMITH *et al.* (1975)⁴³, apresentado na equação (3.88);
- b) analisando o estado de tensão do material;
- c) utilizando a teoria de “*Shakedown*” ou acomodamento.

A teoria de *Shakedown* tem por objetivo analisar o comportamento elastoplástico de materiais submetidos a carregamentos cíclicos, passando-o por categorias de comportamento conforme a Figura 3.55. Tais categorias da teoria *shakedown* podem ser aplicadas em materiais ou estruturas e são explicadas em GUIMARÃES (2001), GUIMARÃES (2009) e KLINCEVICIUS (2011):

- a) no *shakedown* elástico o material sofre deformações até determinado número de aplicações de carga em um período inicial de acomodação. O material então se comporta de maneira elástica, sofrendo apenas deformações recuperáveis. As tensões são repetidas até que ocorra o limite do *shakedown* elástico, onde as partículas do material atingem uma condição estável de intertravamento, permitindo o comportamento estável do material;
- b) no *shakedown* plástico as tensões são superiores ao limite do *shakedown* elástico e inferiores às tensões que provocam o colapso do material. Após a fase inicial de acomodamento, o material apresenta taxas decrescentes ou constantes de deformação plástica. O limite do *shakedown* plástico é a máxima tensão que provoca uma taxa constante de deformação permanente no material. Se as tensões ultrapassarem o limite plástico, o material acumulará deformações plásticas crescentes a cada ciclo até o colapso.

A deformação permanente sofre a influência do número de repetições do carregamento, podendo ou não apresentar acomodamento, expresso pela teoria de “*Shakedown*”, sendo a deformação final considerada como aquela que ocorre a um dado número N de ciclos, menor que o número de ciclos *shakedown* correspondente, N_{SD} , antes do colapso.

⁴³ MONISMITH, C. L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R. (1975). "Permanent deformation characteristics of subgrade soil due to repeated loading" - 54th Annual Meeting of TRB. Washington.

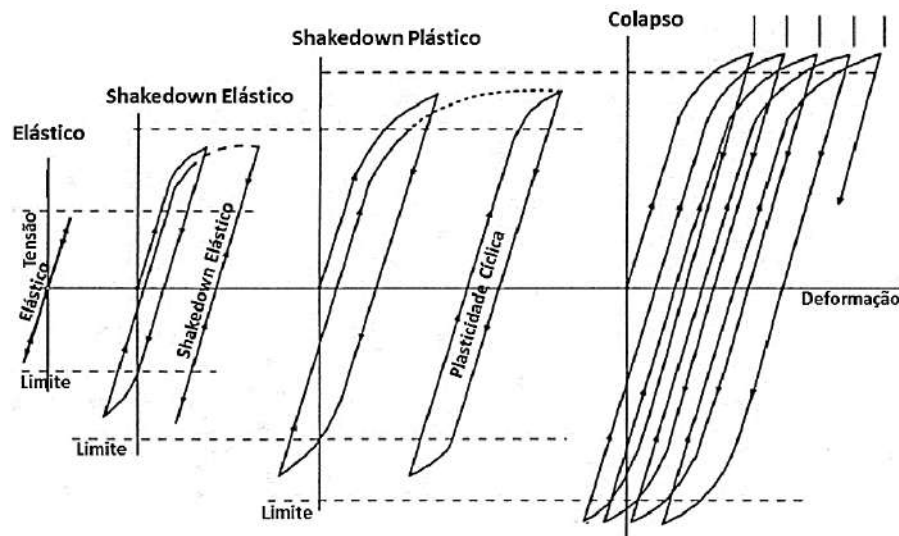


Figura 3.55 – Categorias de comportamento Shakedown
 Fonte: JOHNSON, 1986⁴⁴ *apud* WERKMEISTER, 2003

Um exemplo didático de tal comportamento para o lastro é apresentado por MERHEB *et al.* (2014), Figura 3.56. Em ensaios pioneiros no Brasil, os autores realizaram testes triaxiais de carga repetida em lastro com granulometria em escala real e tensão confinante constante. Conforme a tensão vertical era aumentada, formando-se uma nova combinação de tensões, ocorria o aumento da deformação permanente, acentuada nos primeiros ciclos de carga, com posterior estabilização, mesmo com o aumento do número de ciclos de carga.

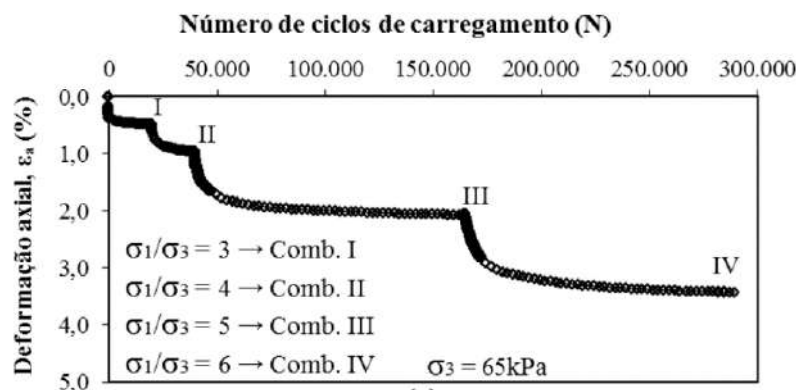


Figura 3.56 – Deformação permanente axial no lastro para diferentes combinados de tensões

Fonte: MERHEB *et al.*, 2014

Considerando a teoria do *Shakedown*, INDRARATNA e NIMBALKAR (2013) apresentaram a equação (3.84) para a estimativa de deformações no lastro. O primeiro termo da equação representa a deformação no primeiro ciclo de carga. O segundo termo

⁴⁴ JOHNSON. (1986). "Plastic Flow, residual stresses and SHAKEDOWN in rolling contact". Proceedings of the 2nd International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems, University of Rhode Island, Waterloo Ontario.

uma zona instável que vai até 10^4 ciclos de carga e o terceiro uma zona *Shakedown* estável, maior que 10^4 ciclos de carga.

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 [1 + c \ln(N) + 0,5 d \ln(N)^2] \quad (3.84)$$

Utilizando o número de aplicações de carga, KLINCEVICIUS (2011) menciona a equação (3.85) de SATO (1995)⁴⁵ e a equação (3.86) de GUÉRIN (1996), para o cálculo do recalque. Já utilizando o estado de tensão do material, menciona a equação (3.87) de LASHINE *et al.* (1971)⁴⁶ para a previsão da deformação permanente.

$$\rho = c_3 (1 - e^{-c_1 N}) + c_2 N \quad (3.85)$$

$$\frac{d\rho}{dN} = c_1 y^{c_2} \quad (3.86)$$

$$\varepsilon_a = 0,9 \frac{\sigma_d}{\sigma_3} \quad (3.87)$$

Onde:

ρ = recalque [L];

c_1, c_2, c_3 = constantes experimentais do material;

N = número ciclos de carga;

y = deflexão elástica máxima [L];

ε_a = deformação permanente;

σ_d = tensão desvio [F][L]⁻²;

σ_3 = tensão confinante [F][L]⁻².

Conforme MOTTA (1991) e GUIMARÃES (2001), a proposta mais simples de representação da deformação permanente para materiais de pavimentação é aquela realizada por MONISMITH *et al.* (1975)⁴³, conforme a equação (3.88). A deformação permanente é determinada para cada material geotécnico do pavimento por intermédio de ensaios triaxiais de carga repetida, com um número mínimo recomendado de 10.000 ciclos, sofrendo influência da frequência de carregamento, do estado de tensão, do tipo de solo, e das dimensões e energia de compactação do corpo de prova.

$$\varepsilon_{p(i)} = a N^b \quad (3.88)$$

Onde:

$\varepsilon_{p(i)}$ = deformação específica permanente do material da camada i ;

N = número de repetições de carga;

a, b = parâmetros experimentais, obtidos no ensaio triaxial de cargas repetidas.

⁴⁵ SATO, Y. "Japanese Studies on Deterioration of Ballasted Track". Vehicle System Dynamics Supplement, no. 24, 1995, pp. 197-208.

⁴⁶ LASHINE, A. K.; BROWN, S. F.; PELL, P. S. "Dynamic properties of soils". Report No. 2, submetido pelo Koninklijke/Shell Laboratorium, Departament of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, Inglaterra, 1971.

Para argilas de subleitos de rodovias brasileiras, SVENSON (1980) realizou um trabalho pioneiro, obtendo os parâmetros A e B do modelo de MONISMITH *et al.* (1975), conforme apresentado na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Valores dos parâmetros A e B obtidos por SVENSON (1980)

Amostra	Umidade ótima (%)	Massa esp. aparente máx. (g/cm³)	Energia de compactação	Tensão desvio (kPa)	A (10 ⁻⁴)	B	Deformação permanente (%), N =	
							10 ⁶	5.10 ⁶
Argila vermelha do RJ	17,0	1,781	Normal	76	93,0	0,058	1,81	1,99
	18,9	1,717			29,9	0,072	0,68	0,77
Argila amarela do RJ	21,1	1,688	Intermediária	75	11,5	0,086	0,31	0,36
	23,3	1,614			49,3	0,121	1,99	2,41
Argila vermelha de MG	16,2	1,776	Normal	142	12,9	0,028	0,18	0,19
	17,4	1,757			29,8	0,039	0,47	0,50
	18,6	1,737			80,3	0,044	1,33	1,43
Argila vermelha do PR	18,7	1,729	Intermediária	70	59,9	0,066	1,28	1,42

Fonte: adaptado de SVENSON, 1980

Conforme GUIMARÃES (2001, 2009), os parâmetros A e B do modelo para um mesmo tipo de solo, em função do *shakedown*, podem sofrer alterações com o aumento do número de ciclos de carga. Assim, no intuito de melhorar a formulação de previsão da deformação permanente, utilizando o número de aplicações de carga, o estado de tensão e a teoria de *Shakedown*, desenvolveu a equação (3.89) em sua tese de doutorado no ano de 2009. O autor realizou 113 ensaios triaxiais de carga repetida até 150.000 ciclos em 15 amostras, sempre que possível na umidade ótima, sendo: 8 lateritas pedregulhosas, 2 solos lateríticos finos, 2 areias finas não-lateríticas, um solo caolinítico e uma brita. Na Tabela 3.10 são apresentados os parâmetros do modelo para alguns solos.

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} \quad (3.89)$$

Onde:

Ψ_1, Ψ_2, Ψ_3 e Ψ_4 = parâmetros experimentais.

N = número de repetições de carga;

σ_{ref} = tensão de referência, considerada igual a pressão atmosférica (0,1 MPa);

σ_3 = tensão de confinamento (MPa);

σ_d = tensão desvio (MPa).

Tabela 3.10 – Parâmetros do modelo de GUIMARÃES (2009) para previsão da deformação permanente de alguns materiais e solos

Material	Classificação	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	R ²
Laterita Acre	Pedregulho	0,105	0,839	-0,014	0,041	0,939
Brita graduada Chapecó	Pedregulho	0,079	-0,598	1,243	0,0831	0,951
Cascalho Corumbáiba	Pedregulho	0,180	0,470	0,336	0,047	0,809
Laterita de Porto Velho	Pedregulho	0,180	0,470	0,336	0,047	0,809
Argila de Ribeirão Preto	LG`	0,206	-0,24	1,34	0,038	0,986
Areia Argilosa do ES	LG`	0,643	0,093	1,579	0,055	0,909
Solo de Papucaia	NS`/NA`	0,244	0,419	1,309	0,069	0,946
Areia fina de Campo Azul/MG	NA	0,050	-1,579	1,875	0,064	0,868
Tabatinga Acre	NG`	Não recomendado				

Fonte: adaptado de GUIMARÃES, 2009

LI *et al.* (2015) apresentaram um modelo de previsão da deformação permanente das camadas, conhecido como modelo Li-Selig, equação (3.90).

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m N^b = a \beta^m N^b \quad (3.90)$$

Onde:

a, b, m = parâmetros do modelo;

σ_d = tensão desvio [F][L]⁻²;

σ_s = resistência estática do solo/camada [F][L]⁻²;

N = número de ciclos de carga.

Para tensões confinantes variando de 20 a 200 kPa, utilizando a formulação gerérica de LACKENBY *et al.* (2007), equação (3.91), BIAN *et al.* (2016) definiram os parâmetros A e B do modelo, apresentados na Tabela 3.11, considerando ainda diferentes níveis de compactação do lastro e sublastro.

$$\varepsilon_a(\%) = A \sigma_3^{-B} \quad (3.91)$$

Onde:

a, b = parâmetros do modelo;

σ_3 = tensão confinante (kPa).

Tabela 3.11 – Parâmetros A e B do modelo de LACKENBY *et al.* (2007) para a estimativa da deformação permanente do conjunto lastro-sublastro

Material	Parâmetros do modelo			
	Para 90 % de compactação		Para 98 % de compactação	
	a	b	a	b
Lastro	40	1,43	40	1,79
Sublastro	5	1,22	1	1,21
Conjunto lastro-sublastro	10	1,30	3	1,35

Fonte: adaptado de BIAN *et al.*, 2016

Outras formulações para a estimativa da deformação permanente no lastro que consideram o número de ciclos de carga são mencionadas por INDRARATNA *et al.* (2011), equações (3.92) a (3.95). Segundo os autores as formulações de potência representam mais adequadamente o comportamento do lastro do que as formulações logarítmicas.

$$\varepsilon_n = a + b \log(N) \quad (3.92)$$

$$\varepsilon_n = c + d \ln(N) \quad (3.93)$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 [1 + 0,2 \log(N)] \quad (3.94)$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 N^b \quad (3.95)$$

Onde:

ε_n = deformação permanente no lastro a N número de ciclos de carga;

ε_1 = deformação vertical no primeiro ciclo de carga;

N = número de ciclos de carga;

a, c, b, d = constantes empíricas.

Estudado por SADEGHI (1997), um modelo para a estimativa da deformação permanente do lastro, sublastro e subleito, desenvolvido pela ORE (1965-1970)⁴⁷, *Office de Recherches et d'Essais*, é apresentado na equação (3.96). Nela a deformação permanente é dependente do número de ciclos de carga, da tensão confinante e da degradação e densidade dos agregados. O autor chama a atenção para o uso consciente da equação, pois em sua formulação vários tipos de lastros e solos não foram testados, o que pode resultar em grandes diferenças em comparação com um ensaio real.

$$\varepsilon_N = 0,082 (100 n - 38,2)(\sigma_d)^2 (1 - 0,2 N) \quad (3.96)$$

Onde:

ε_N = deformação permanente após N ciclos de carga;

n = porosidade inicial da amostra;

σ_d = tensão desvio [F][L]⁻².

Expressando a deformação em função da tensão desvio e da confinante, DUNCAN e CHANG (1970)⁴⁸ *apud* SADEGHI (1997) apresentaram a equação hiperbólica (3.97), que pode ser utilizada para estimar deformação permanente em argilas e areias finas.

⁴⁷ ORE. (1965-1970). "Stresses in the Rails, the Ballast and the Foundation Resulting from Traffic loads". Report D71/RPI/E, Utrecht, pp. 276-364.

⁴⁸ DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in Soils". Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 96, N° SM5, pp. 1629-1653.

$$\varepsilon_p = \frac{2 \sigma_d (c \cos(\phi) + \sigma_3 \sin(\phi))}{[2 (c \cos(\phi) + \sigma_3 \sin(\phi)) - \sigma_d (1 - \sin(\phi)) R_f] [k_1 \sigma_3^{k_2}]} \quad (3.97)$$

Onde:

ε_p = deformação permanente;

σ_d = tensão desvio [F][L]⁻².

σ_3 = tensão confinante [F][L]⁻².

R_f = razão entre a resistência medida e a teórica do material;

c = coesão [F][L]⁻²;

ϕ = ângulo de atrito interno em graus;

k_1 e k_2 = parâmetros do material obtidos no ensaio triaxial.

Já a equação (3.98) apresenta um modelo analítico complexo para o lastro que considera a quebra dos fragmentos, concebido por INDRARATNA *et al.* (2011). A Figura 3.57 apresenta a validação do modelo, confrontando resultados experimentais de ensaios triaxiais e simulações numéricas em elementos finitos (MEF) utilizando o software ABAQUS, onde foi aplicado o critério de escoamento estendido de Drucker-Prager com endurecimento. Os resultados entre os três métodos foram aproximados, com maior precisão do modelo analítico proposto do que da simulação em MEF. A simulação em MEF não foi capaz de simular com precisão a relação entre as deformações para altas tensões confinantes, o que não chega a ser um problema para o pavimento ferroviário real, uma vez que as tensões confinantes no lastro na prática situam-se em torno de 40 kPa.

Como o critério de escoamento de Drucker-Prager é incorporado de fábrica no software ABAQUS, recomenda-se sua utilização em simulações da camada de lastro do pavimento ferroviário, garantindo maior facilidade de implementação, rapidez de simulação e confiabilidade dos resultados frente à grande dificuldade e possíveis erros de programação computacional na implementação do modelo de INDRARATNA *et al.* (2011) em elementos finitos.

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{9(M - \eta)}{9 + 3M - 2\eta M} + \frac{\beta dB_g}{p' d\varepsilon_s^p} \left(\frac{9 - 3M}{9 + 3M - 2\eta M} \right) \left(\frac{6 + 4M}{6 + M} \right) \quad (3.98)$$

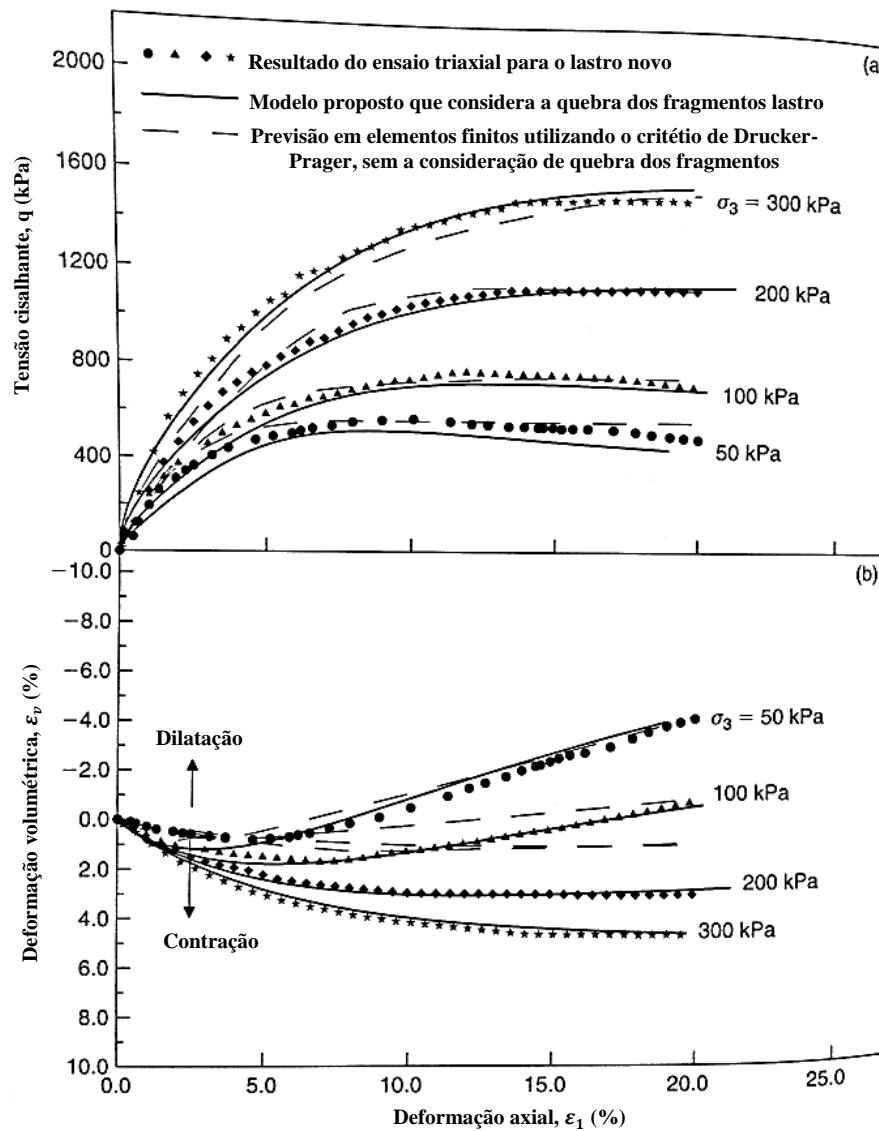


Figura 3.57 – Previsões do modelo analítico de INDRARATNA *et al.* (2011) comparado com ensaios triaxiais e simulações em MEF com Drucker-Prager
Fonte: adaptado de INDRARATNA *et al.*, 2011

Com base em uma grande gama de resultados de ensaios triaxiais realizados em lastros e subleitos por vários pesquisadores, SADEGHI (1997) desenvolveu a equação (3.99). Os valores dos parâmetros k_1 , k_2 e k_3 para alguns materiais são apresentados na Tabela 3.12.

$$\epsilon_p = k_1 \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right)^{k_2} \left[k_3 \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3} - 1 \right) \log(N)^2 + 0,18 \log(N) + 1 \right] \quad (3.99)$$

Onde:

ϵ_p = deformação permanente;

σ_d = tensão desvio $[F][L]^{-2}$.

σ_3 = tensão confinante $[F][L]^{-2}$.

k_1 , k_2 e k_3 = parâmetros do material obtidos no ensaio triaxial;

N = número de repetições do ciclo de carga.

Tabela 3.12 – Valores propostos por SADEGHI (1997) para k_1 , k_2 e k_3 , aplicáveis no modelo da equação (3.99)

Descrição dos materiais de lastro e subleito	k_1 (10^{-2})	k_2	k_3 (10^{-2})
Silte argiloso arenoso com pouca mica	0,28	0,64	1,01
Areia fina siltosa	0,28	0,51	1,03
Mistura com 40 % de silte fino e 60 % de basalto britado	0,25	0,39	1,02
Mistura com 21 % de areia siltosa e 79 % de granito britado	0,24	0,21	1,62
Granito britado com 22 % de finos	0,20	0,20	1,44
Granito britado com 12,5 % de finos	0,18	0,17	1,30
Granito britado com 3 % de finos	0,16	0,21	1,08
Basalto britado com 22 % de finos	0,20	0,17	1,45
Basalto britado com 13 % de finos	0,19	0,12	1,03
Basalto britado com 5 % de finos	0,16	0,15	1,01
Areia siltosa estabilizada com 50 % de cimento	0,20	0,21	1,08
Mistura de 40 % de silte fino com 50 % de basalto britado, estabilizado com 10 % de cimento	0,19	0,25	1,04

Fonte: adaptada de SADEGHI, 1997

A deformação permanente do lastro é uma das principais responsáveis pela deformação total do pavimento ferroviário. Entre diversas variáveis, ela sofre grande influência da magnitude do carregamento e do número de ciclos de carga aplicados.

Realizando ensaios triaxiais de carga repetida em lastro, KLINCEVICIUS (2011) apresenta os resultados da Figura 3.58. As maiores tensões desvio representam um eixo de 220 kN e as tensões de 130 kPa um eixo de 150 kN. Em relação a tensão confinante, o autor comenta da dificuldade em se determinar o valor real para o pavimento ferroviário, definindo 40 kPa com base na literatura pesquisada. O material secundário é oriundo de britadores secundários e o material terciário oriundo de britadores terciários. A frequência de aplicação de carga foi de 5 Hz.

É possível verificar que para um mesmo número de ciclos de carga, maiores tensões verticais resultaram em maiores deformações, seja o material oriundo do britador secundário ou terciário. No entanto, o material secundário por ter sofrido menor britagem em relação ao terciário é mais lamelar, quebrando e apresentando maiores deformações permanentes, mesmo para uma tensão desvio menor, mostrando que a forma dos fragmentos tem grande influência na deformação permanente acima de certos níveis de tensão. Portanto, o aumento de cargas por eixo em um pavimento já existente resultará na aceleração da degradação do lastro. Os módulos de resiliência encontrados por KLINCEVICIUS (2011) variaram de 140 a 200 MPa, apresentando leve aumento com o acréscimo do número de ciclos de carga.

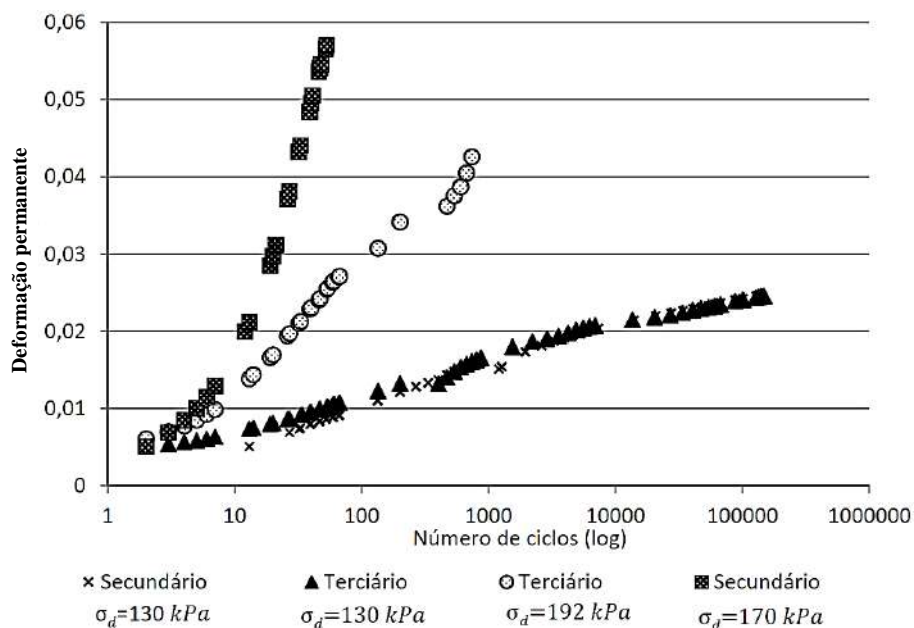


Figura 3.58 – Deformação permanente percentual no lastro em função da repetição de ciclos de carga

Fonte: KLINCEVICIUS, 2011

Outros ensaios triaxiais de carga repetida realizados por DIYALJEE (1987)⁴⁹ *apud* KLINCEVICIUS (2011) são apresentados na Figura 3.59. Nela é possível verificar que a deformação axial permanente do lastro sofre grande influência da tensão desvio (σ_d). Para relações σ_d/σ_3 maiores que 6 ocorreu elevação significativa da deformação permanente. Segundo o autor, esse tipo de relação com tensões verticais da ordem de 200 kPa ocorre com frequência no contato entre o lastro e o dormente, levando a crer que a quebra das partículas ocorre com maior intensidade nessas condições.

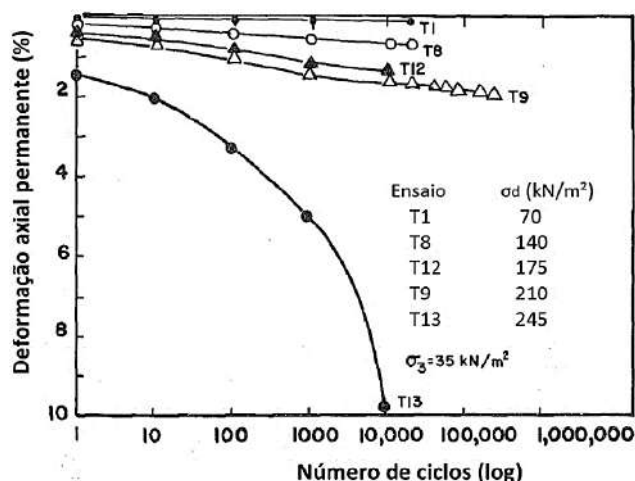


Figura 3.59 – Deformação axial permanente para diferentes tensões de desvio

Fonte: DIYALJEE, 1987⁴⁹ *apud* KLINCEVICIUS, 2011

⁴⁹ DIYALJEE, V. A. (1987). "Effect of stress history on ballast deformation". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 8, pp. 909-914.

Especificamente para britas, PAUTE *et. al.* (1988)⁵⁰ apud MEDINA e MOTTA (2015) propuseram o modelo matemático da equação (3.100), que considera o estado de tensões e o número de repetições de carga. Na formulação são eliminadas as deformações permanentes das 100 primeiras repetições, o que é interessante para o pavimento ferroviário recém construído.

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}} \right) b \frac{\sqrt{N}}{c + \sqrt{N}} \quad (3.100)$$

Onde:

N = número de repetições de carga;

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = tensões normais [F][L]⁻²;

a, b, c = parâmetros experimentais do modelo.

Nas simulações procedidas nesta tese utilizou-se o critério de Drucker-Prager para a modelagem constitutiva do lastro e o modelo de GUIMARÃES (2009) para as camadas do sublastro e do subleito. Como foi demonstrado até o momento, quando o pavimento é solicitado, parte da deflexão total é elástica e parte é plástica, levando a necessidade da consideração de modelos adequados para ambas as parcelas.

A Figura 3.60 apresenta a diferença de deslocamentos verticais em um mesmo bloco de solo simulado em MEF solicitado por um carregamento monotônico crescente no tempo de 1 s (por definição o modelo elástico é independente do tempo), primeiramente considerando apenas modelo elástico linear e posteriormente considerando o modelo de GUIMARÃES (2009). Compreende-se que para apenas um ciclo de carga a parcela plástica em alguns casos pode ser desconsiderada, mas procurou-se considerar modelos adequados para cada material que compõe as camadas do pavimento ferroviário.



Figura 3.60 – Comparativo de deflexões considerando apenas modelo elástico e considerando o modelo de GUIMARÃES (2009)

⁵⁰ PAUTE, J. L.; JOUVE, P.; MARTINEZ, J.; RAGNEAU, E. (1988). "Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples". Bulletin LCPC n° 156.

4 A modelagem computacional do pavimento ferroviário

As formulações clássicas apresentadas no Capítulo 3 são em sua maioria de fácil utilização e apresentam em alguns casos resultados satisfatórios. No entanto, podem ter a limitação de não considerarem variáveis mecânicas das camadas, como o módulo de resiliência, o estado de tensões, o número de repetições de carga ou não serem concebidas especificamente para o pavimento ferroviário, necessitando de adaptações. As tensões e deformações calculadas podem diferir significativamente das medidas no pavimento real, principalmente em virtude das simplificações consideradas e pelo comportamento dinâmico e variável dos carregamentos.

O cálculo exato das tensões e deformações às vezes é considerado de menor importância frente às normais variações de diferentes tipos de cargas, velocidades, espaçamento entre dormentes, desgastes dos materiais e espessuras das camadas. No entanto, a crescente necessidade da otimização dos materiais, confiabilidade nos resultados e o aumento da durabilidade da via, torna cada vez mais necessário a consideração de maior quantidade de variáveis no problema, tornando o cálculo computacional uma ferramenta poderosa e cada vez mais relevante na avaliação do pavimento em relação a diferentes parâmetros construtivos e de manutenção.

Conforme LUNDGREN *et al.* (1970) e INDRARATNA *et al.* (2011), existem diversos tipos de modelos para a análise do pavimento ferroviário, mencionando:

- a) modelos mecânicos combinados de massa-mola;
- b) modelos elásticos em camadas;
- c) modelos de cisalhamentos em camadas;
- d) modelo em método das diferenças finitas;
- e) modelos aproximados utilizando o método dos elementos finitos (MEF);
- f) modelos aproximados utilizando o método dos elementos discretos, comumente utilizado para a análises do lastro.

O MEF é um dos mais difundidos, oferecendo robustez na análise do pavimento ferroviário, pois permite a discretização detalhada de todas as camadas e a utilização de parâmetros e modelos diferentes para cada tipo de material. Para PROFILLIDIS (2006), uma análise numérica estática bem realizada em MEF conduz a resultados que não

desviam mais do que 20 % em relação a medições reais, recomendando os seguintes passos para uma simulação de qualidade:

- a) definição dos componentes que serão simulados;
- b) definição das condições limites;
- c) decisão se a análise será estática ou dinâmica;
- d) decisão se o comportamento dos materiais será elástico, elastoplástico ou viscoelástico;
- e) escolha do software apropriado;
- f) definição dos valores e posições das forças atuantes;
- g) definição dos valores das propriedades dos materiais;
- h) realização do cálculo numérico;
- i) análise dos resultados, tensões, deslocamentos, momentos, etc;
- j) verificação se os resultados se aproximam de modelos já existentes ou de medições realizadas em campo.

A geração dos elementos finitos é uma importante etapa do processo de simulação, pois em locais onde se deseja obter mais detalhes a malha deve ser aprimorada, aumentando-se a quantidade de nós. A discretização do pavimento ferroviário é convencionalmente concebida da seguinte maneira:

- a) o trilho representado por uma viga linear, submetida a esforços verticais, transversais ou torções;
- b) a transição do trilho para o dormente representado por molas, simulando o sistema de fixação e reduzindo o detalhamento da malha, Figura 4.1;
- c) o lastro, sublastro e o subleito representados por elementos finitos em 3D ou 2D;
- d) carregamentos de roda aplicados simetricamente, representando um truque.

Em análises complexas, dado o custo computacional e a simetria do pavimento no sentido longitudinal, é recomendado por PROFILLIDIS (2006) que sejam feitas simulações em apenas um dos lados da via (Figura 4.2). Já para as condições de contorno a recomendação é a restrição de locais onde se tenha certeza que as deformações sejam próximas de zero (GIRARDI, 2003⁵¹ *apud* PROFILLIDIS, 2006).

⁵¹ GIRARDI, L. (2000). "Prediction of ground vibration from railways". Swedish National Testing and Research Institute, Stockholm.

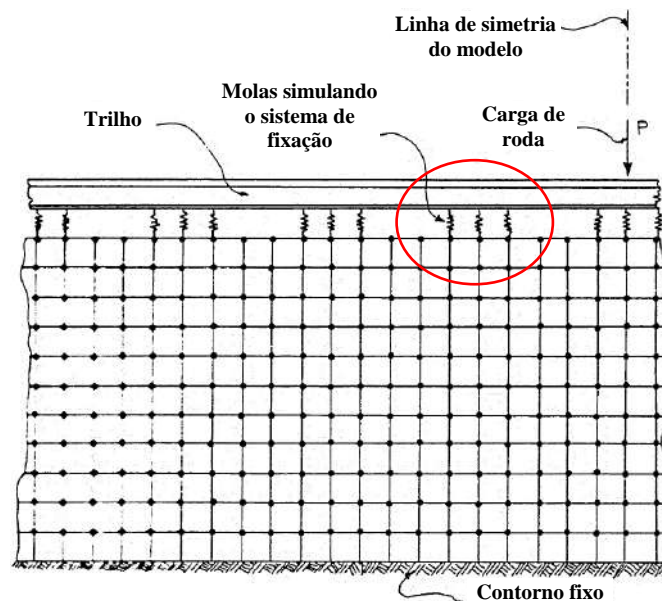


Figura 4.1 – Utilização de molas como alternativa para a simulação do sistema de fixação

Fonte: LUNDGREN *et al.*, 1970

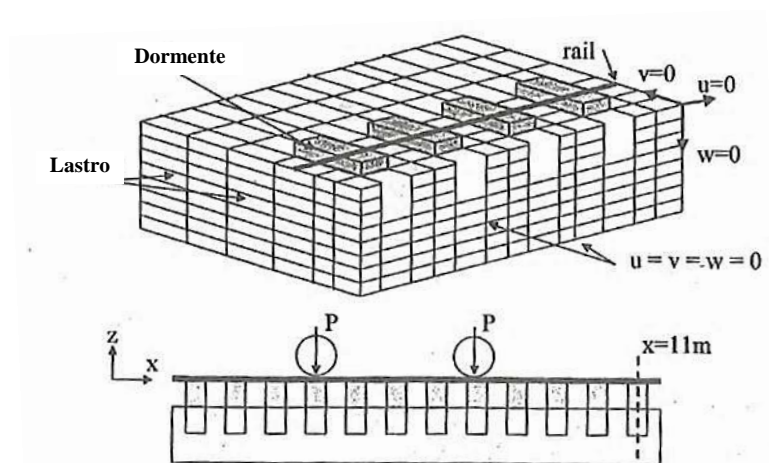


Figura 4.2 – Exemplo de modelagem do pavimento ferroviário
Fonte: adaptado de GIRARDI, 2003⁵¹ *apud* PROFILLIDIS, 2006

Apesar da gama de propriedades disponíveis e a precisão do modelo em MEF, MEDINA e MOTTA (2015) alertam para o uso indiscriminado da ferramenta, pois frequentemente são assumidas hipóteses que não ocorrem efetivamente na prática, como somente a elasticidade linear isotrópica ou a ausência de atrito entre as camadas. Assim, toda análise numérica deve ser comprovada com resultados experimentais, dentro de uma margem de confiabilidade, para a validação o modelo. Segundo os autores, os maiores problemas de modelagem ocorrem nas regiões de transição, como entre o dormente e o lastro, pois nessas regiões não existe a perfeita adesão entre as camadas.

4.1 Programas utilizados para a modelagem de pavimentos ferroviários

Dentre alguns programas específicos para a simulação do pavimento ferroviário, conforme SILVA (2002) e ROSE *et al.* (2014), menciona-se o FEART de 1972, GEOTRACK de 1978, ILLITRACK de 1979, KENTRACK de 1984 e o FERROVIA de 1994.

A maioria deles foi desenvolvido com base em outros programas já existentes, utilizando o método dos elementos finitos em uma época onde o avanço tecnológico restringia a geração de uma malha mais complexa, hoje facilmente geradas. Muitos deles por serem compatíveis apenas com a plataforma MS-DOS, atualmente tem sua utilização restrita pela incompatibilidade do sistema operacional, fazendo com que caiam em desuso caso não sejam atualizados. Outro problema encontrado por quem utiliza tais programas é a ausência de manuais específicos, suporte técnico e uma comunidade online atuante, onde dúvidas poderiam ser compartilhadas e resolvidas.

Os programas mais antigos ainda têm sua importância, visto que estão consolidados e seus resultados servem de parâmetro para corroborar com as simulações realizadas em programas mais recentes, destacando o ANSYS e o ABAQUS (utilizado na presente tese). Tais softwares são genéricos e possuem enorme quantidade de ferramentas para a simulação do comportamento de diversas estruturas, o que é uma vantagem, mas também um desafio, pois é necessário programá-los a cada objetivo específico.

4.1.1 GEOTRACK

O GEOTRACK é software de análise multicamadas em 3D que considera o sistema solo-lastro como um sólido prismático e subdivide a fundação em até 5 camadas elásticas lineares, sendo a camada inferior semi-infinita. Conforme SELIG e WATERS (1994), a teoria de BURMISTER (1943)³⁹ é utilizada para obter a matriz de flexibilidade do sistema multicamadas.

O professor Selig, um de seus autores, trouxe para o Brasil este programa na década de 1990, quando esteve na COPPE ministrando um curso sobre mecânica do pavimento ferroviário. Tal fato foi de importante relevância, pois trata-se de uma das primeiras ocasiões em que o pavimento ferroviário foi modelado no Brasil, servindo de base para o desenvolvimento do programa FERROVIA. Tanto o GEOTRACK quanto o FERROVIA posteriormente foram utilizados na tese de SPADA (2003).

De acordo com LI *et al.* (2015), os trilhos são representados como vigas elásticas lineares, apoiadas em 11 dormentes, conectadas por uma mola linear. Os dormentes também são representados por vigas elásticas lineares, apoiadas em 10 posições sobre o lastro, igualmente espaçadas. Na superfície do lastro as tensões são aplicadas de maneira uniforme, sobre áreas circulares inscritas nos segmentos dos dormentes. Segundo MEDINA e MOTTA (2015), o módulo de resiliência das camadas granulares segue o modelo apresentado na equação (4.1). Os parâmetros de entrada e os resultados do GEOTRACK são apresentados na Tabela 4.1.

$$MR = k_3 P_a \left(\frac{\theta}{3P_a} \right)^{k_4} \quad (4.1)$$

Onde:

k_3 e k_4 = parâmetros do material obtidos no ensaio triaxial;

P_a = pressão atmosférica [F][L]⁻²;

θ = primeiro invariante de tensões, também conhecido como $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ [F][L]⁻².

Tabela 4.1 – Parâmetros de entrada e saída do GEOTRACK

Componente	Parâmetros de entrada	Parâmetros de saída
Trilho	Bitola, peso, módulo de elasticidade, momento de inércia e área da seção transversal	Deflexão e momento fletor máximo
Conjunto de fixação	Rigidez vertical da mola	---
Dormentes	Espaçamento, comprimento, altura, largura, módulo de elasticidade e momento de inércia	Deflexão, reação do lastro, momento fletor no centro do dormente e sob os trilhos
Lastro, sublastro e subleito	Módulo de resiliência, coeficiente de Poisson, espessura, peso, coeficiente de pressão lateral (K)	Deflexões verticais, tensões e deformações em três dimensões
Carregamento	Magnitude e espaçamento até 4 pontos de carga	Módulo de via (U)

Fonte: LI *et al.*, 2015

O GEOTRACK não considera as forças tangenciais de atrito entre o dormente e o lastro e os pontos de aplicação de carga são restritos. Não é considerado escorregamento entre as interfaces das camadas.

4.1.2 KENTRACK

O KENTRACK é um software de análise do pavimento ferroviário similar ao GEOTRACK que permite a consideração de múltiplas camadas, inclusive com misturas asfálticas. O cálculo das tensões e deformações no pavimento segue a teoria de BURMISTER (1943)³⁹, mas utiliza elementos finitos para o cálculo de tensões e deformações nos dormentes e trilhos. Pode ser utilizado para simular pavimentos

totalmente granulares de lastro e sublastro, com sublastro de concreto asfáltico (SCA) ou combinado com SCA e sublastro granular (SG).

Considera comportamento linear para o subleito e sublastro. Já para o lastro, considera comportamento linear apenas quando envelhecido, devido a sua compactação e degradação. O lastro recém construído possui comportamento não linear e o módulo de resiliência segue o modelo k- θ de solos granulares.

A determinação do módulo dinâmico da mistura asfáltica segue a metodologia Superpave, sendo possível definir o módulo de resiliência com base na temperatura, volume de vazios e viscosidade.

Conforme ROSE *et al.* (2014) e LIU *et al.* (2014), existe a possibilidade da análise de danos, seja pela tensão vertical no subleito, equação (4.2), ou pela deformação de tração na base do sublastro asfáltico, equação (4.3), ambas com base no número de ciclos de carga.

$$N_s = 4,837 \times 10^{-5} \sigma_{cs}^{-3,734} E_s^{3,583} \quad (4.2)$$

Onde:

N_s = número de repetições permitidas no subleito;

σ_{cs} = tensão de compressão no topo do subleito (psi);

E_s = módulo do subleito (psi).

$$N_a = 0,0795 \varepsilon_t^{-3,291} E_a^{-0,853} \quad (4.3)$$

Onde:

N_a = número de repetições permitidas no SCA;

ε_t = tensão de tração horizontal na base do SCA;

E_a = módulo do SCA (psi).

As equações (4.2) e (4.3) foram desenvolvidas para pavimentos rodoviários em condições diferentes daquelas existentes no pavimento ferroviário. Por esse motivo, a utilização do KENTRACK para a previsão do tempo de vida de vias férreas pode resultar em valores conservadores. É um programa público que pode ser baixado no endereço eletrônico http://www.engr.uky.edu/~jrose/ce533_html/kenttrack.html⁵², atualizado pela última vez para a versão 4.1.1 no ano de 2013.

4.1.3 FERROVIA 3.0

O programa FERROVIA foi desenvolvido em 1993 pelo Dr. Regis Martins Rodrigues, sendo utilizado por SPADA (2003) em comparações com o GEOTRACK e é

⁵² Acesso em 13/04/2017 às 17:30 h.

bastante utilizado no Brasil por consultores e em trabalhos acadêmicos para análises mecânicas do pavimentos ferroviários.

Em sua versão atual 3.0, apresenta uma malha com um total de 176 elementos finitos, sendo 10 por dormente (ao todo 11 dormentes) e 22 para cada trilho, conforme apresentado na Figura 4.3. Os carregamentos são aplicados pontualmente nos nós.

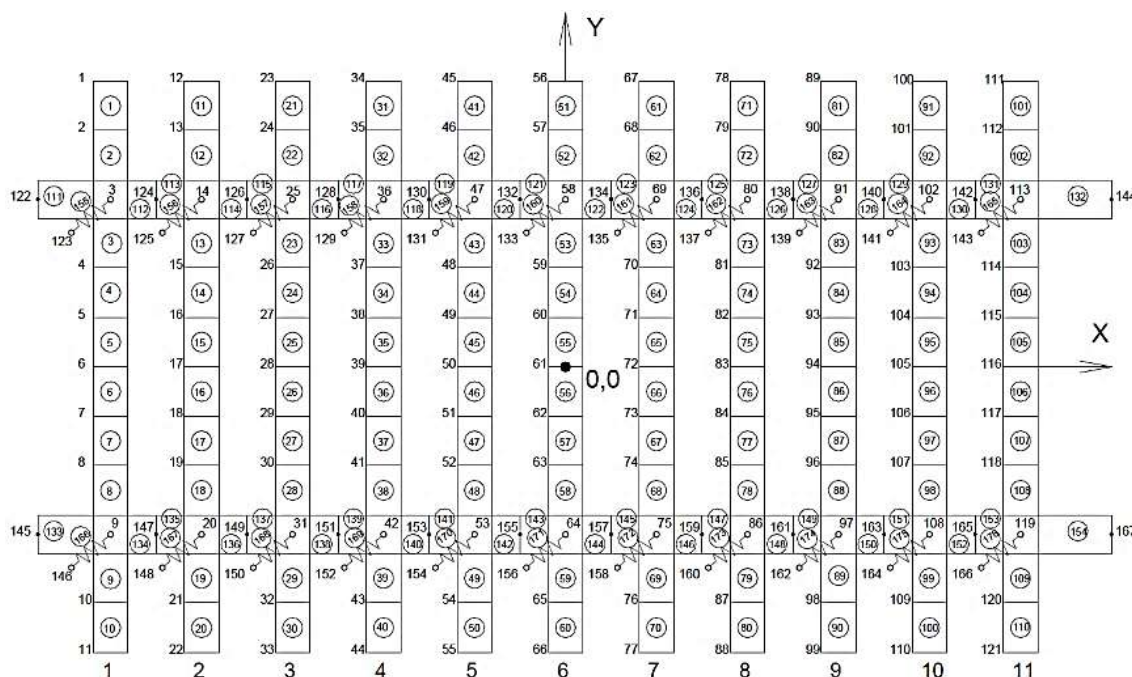


Figura 4.3 - Malha em elementos finitos do programa Ferrovias 3.0, vista em planta
Fonte: RODRIGUES, 1993

Os trilhos são representados por vigas elásticas lineares e no *input* do problema informa-se o momento de inércia, o módulo de elasticidade, a área da seção transversal e a largura do patim. Para os dormentes os *inputs* são o módulo de elasticidade, o momento de inércia, a área da seção transversal, o comprimento, a largura e o tipo: monobloco ou bi-bloco. A ligação entre o trilho e dormente é realizada por uma mola, definindo-se uma rigidez k_f que varia de zero até uma ligação perfeitamente rígida que não permite nenhum tipo de movimento. Compondo a grade, informa-se também a bitola e o espaçamento entre os dormentes.

Conforme o modelo escolhido é possível definir a quantidade de camadas geotécnicas e em cada uma definir a espessura, o coeficiente de Poisson, a coesão e o ângulo de atrito interno. Caso sejam realizados ensaios triaxiais é possível inserir os parâmetros k_1 e k_2 do módulo de resiliência de cada material.

Como resposta da simulação, tem-se as deflexões, a pressão de contato entre o dormente e lastro, o momento fletor nos trilhos e o estado tridimensional de tensões em pontos previamente definidos da malha, sejam em dormentes, trilhos, lastro ou subleito.

Conforme MEDINA e MOTTA (2015), a matriz de rigidez é obtida pelo inverso da matriz de flexibilidade, existindo uma matriz para a grade e outra para as camadas inferiores. Os deslocamentos verticais e as rotações dos pontos nodais são calculadas resolvendo-se o sistema de equações:

$$([K_{\text{grade}}] + [K_{\text{inferiores}}]) \{\delta\} = \{F\} \quad (4.4)$$

Onde:

$[K_{\text{grade}}]$ = matriz de rigidez da grade;

$[K_{\text{inferiores}}]$ = matriz de rigidez das camadas inferiores;

$\{\delta\}$ = deslocamentos verticais e as rotações dos pontos nodais;

$\{F\}$ = vetor de cargas verticais e torques externos aplicados ao sistema.

O FERROVIA descarta as tensões negativas (tração) em camadas granulares e não considera as forças tangenciais de atrito entre o dormente e o lastro. O sistema lastro-solo é simulado pelo método das camadas finitas e as tensões de contato ao longo da base do dormente são iguais em cada nó, com exceção do nó central, onde a tensão de contato é nula no intuito de simular o melhor apoio do dormente sob a região dos trilhos.

Na Figura 4.4 é apresentada uma interessante análise utilizando o FERROVIA 3.0 realizada por MONTEIRO (2015). O carregamento aplicado foi de aproximadamente 190 kN por roda e o trilho UIC-60. Verificou-se deflexões máximas da ordem de 7 mm para vias com $U = 15$ MPa e de 1,5 mm para pavimentos com $U = 75$ MPa. Como será visto adiante, tais valores são semelhantes aos encontrados na presente pesquisa.

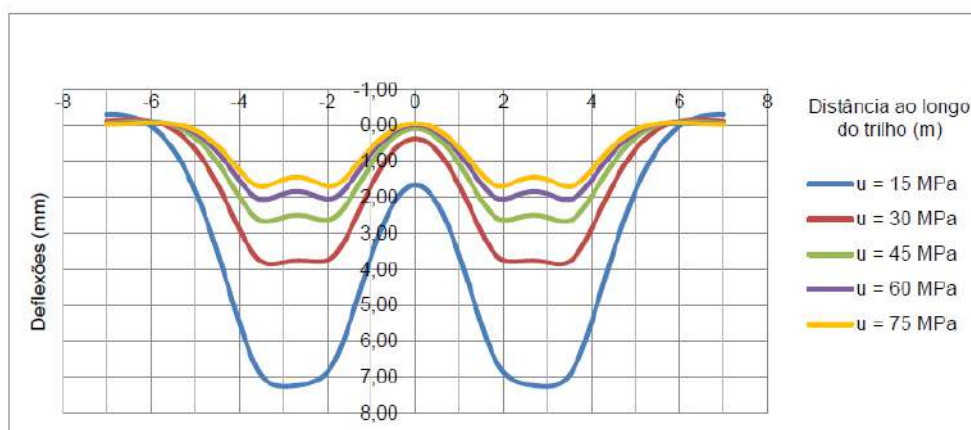


Figura 4.4 – Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de via
Fonte: MONTEIRO, 2015

4.1.4 VALETrack 1.3

O software VALETrack foi desenvolvido em parceria entre as empresas VALE, ELGAYER e o Instituto Militar de Engenharia (IME), sendo de uso restrito ao público. Os cálculos dos deslocamentos e tensões são realizados utilizando o MEF e a versão avaliada pelo autor da presente pesquisa foi a 1.3, a partir de uma licença experimental fornecida pelo Instituto Militar de Engenharia (IME) no ano de 2016.

O programa tem interface intuitiva e o diferencial de rodar nos sistemas operacionais mais recentes, como o Windows 10, ao contrário do FERROVIA 3.0 e o GEOTRACK. São utilizadas abas individuais para cada parte integrante do dimensionamento do pavimento ferroviário, sendo possível definir facilmente as propriedades de cada uma das camadas (Figura 4.5).

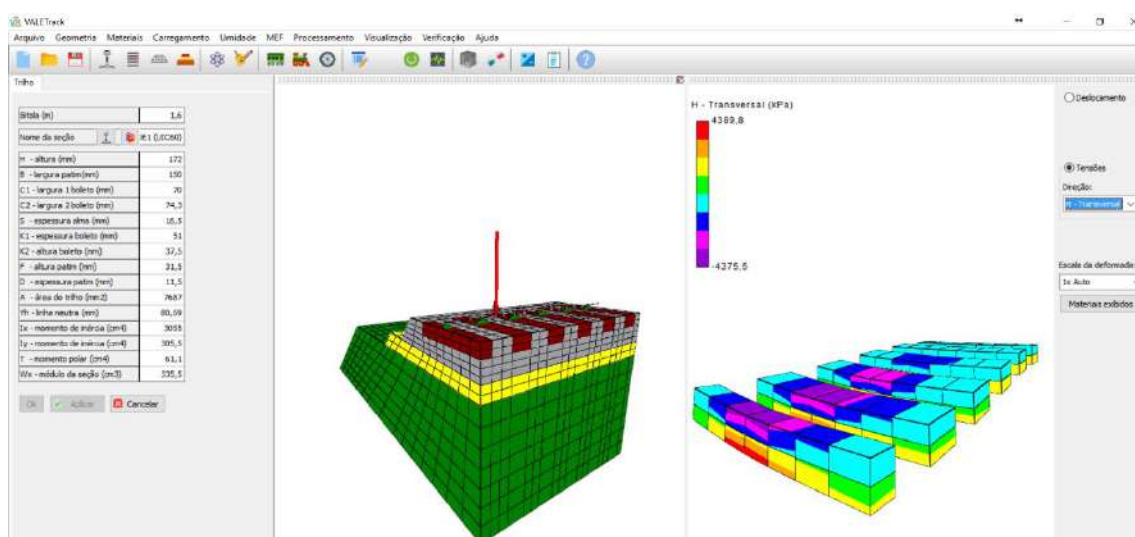


Figura 4.5 – Visão geral do VALETrack 1.3

Menciona-se as seguintes funcionalidades:

- biblioteca editável com vários tipos de trilhos pré definidos;
- o sistema de fixação é simulado por intermédio de molas, sendo possível definir diferentes magnitudes de rigidez para a tração e a compressão no sentido vertical, além da rigidez nos sentidos longitudinal e transversal;
- possibilidade da edição de propriedades geométricas do dormente, bitola e o espaçamento entre unidades;
- possibilidade da definição do comprimento da ombreira de lastro, a inclinação do talude de lastro e a declividade do sublastro;
- possibilidade da utilização de múltiplas camadas;

- f) para cada tipo de material que compõe as camadas do pavimento é possível escolher entre os modelos elástico linear, resiliente argiloso, granular, coesivo, combinado ou composto;
- g) possibilidade de escolha da distância entre engates de vagões, distância entre eixos de um mesmo truque e distância entre truques, o que facilita a aplicação de carregamentos. É também possível formar uma biblioteca com diferentes tipos de vagões;
- h) possibilidade de definir a posição do carregamento, seja entre os dormentes ou sobre o eixo dos dormentes, além da quantidade de dormentes após as cargas de extremidade;
- i) possibilidade de alterar a malha de elementos finitos, aumentando ou diminuindo a quantidade de elementos de cada camada do pavimento;
- j) para a convergência da simulação é possível definir a tolerância de deslocamento vertical do pavimento, força ou momento, além do número máximo de iterações;
- k) como resultado o programa fornece relatório resumido com os principais esforços e deslocamentos, além de um output em 3D que apresenta diferentes deslocamentos e tensões. Fornece também diversos gráficos em 2D com informações de esforços e deslocamentos em trilhos, reações nas fixação e tensões normais no lastro sob diversos dormentes.

Menciona-se os seguintes pontos ainda por serem melhorados:

- a) impossibilidade de detalhamento do sistema de fixação, ficando este restrito aos coeficientes de rigidez de mola;
- b) limitação na utilização de dormentes bi-blocos;
- c) os cálculos parecem ser efetuados para o pavimento simétrico, a fim de reduzir o número de equações. No entanto, para bitolas estreitas e dependendo da magnitude do carregamento, o bulbo de tensões poderá sofrer a influência de ambos carregamentos em conjunto. Tal limitação não chega a ser um problema, mas poderia haver opção de não considerar a simetria;
- d) ausência de critérios e modelos que considerem o número de ciclos de carga ou o histórico de tensões;
- e) impossibilidade de definir tensões limites ou acoplar diferentes modelos além daqueles que já vêm inseridos no programa, como os de Drucker-Pracker e GUIMARÃES (2009), utilizados na presente tese.

Apesar de ser um projeto ainda em desenvolvimento, o software apresenta potencial para se tornar a referência na comunidade de pesquisadores brasileiros e está pronto para ser utilizado em diversas análises científicas. Comparado com os demais softwares mencionados até o momento, o VALETrack se mostrou superior pela facilidade de utilização, com uma gama de opções avançadas e boa documentação.

O fato de ter sido desenvolvido recentemente ajuda no avanço das ferramentas e concepções. Com a influência do Exército Brasileiro no projeto, a equipe de desenvolvimento do programa tem a oportunidade de promover mudanças nos normativos vigentes nacionais, tornando-se pré-requisito em análises mecânicas durante a concepção de projetos de novas ferrovias.

4.1.5 ABAQUS

O ABAQUS é um software comercial de propriedade da empresa Dassault Systèmes Simulia, de alto avanço tecnológico, lançado inicialmente no ano de 1978, dividido em três núcleos ou módulos principais:

- a) Abaqus/CAE, do inglês *Computer Aided Engineering*, em português Engenharia Assistida por Computador (EAC), utilizado para modelar e analisar diversos problemas que requerem precisão em elementos finitos, permitindo a criação e alteração de geometrias ou a importação de modelos do AutoCAD. É no CAE onde a estrutura espacial é moldada, a malha de elementos finitos gerada e após o processamento do problema os resultados apresentados;
- b) Abaqus/Standard (utilizado na presente pesquisa), um analisador de elementos finitos de uso geral, que emprega métodos implícitos para a resolução dos sistemas de equações. Conforme FURLAN (2011), métodos implícitos utilizam termos calculados no mesmo instante de tempo da simulação, sendo utilizados em problemas com pequenas não linearidades, permitindo usar um passo de tempo maior, resultando em uma melhor estabilidade numérica e precisão;
- c) Abaqus/Explicit, um analisador de elementos finitos de propósito especial que emprega métodos explícitos para resolver os sistemas altamente não-lineares com muitos contatos complexos ou sob cargas transitórias. Conforme FURLAN (2011), métodos explícitos utilizam termos calculados em instantes

de tempo anteriores ao estágio atual da simulação, dentro de um curto passo de tempo.

Em uma modelagem/simulação completa em elementos finitos no ABAQUS, três etapas são realizadas:

- a) a primeira chamada pré-processamento ou modelagem geométrica, realizada pelo Abaqus/CAE, tratando da formação da geometria da estrutura e geração da malha em elementos finitos, definição do tipo de elemento a ser utilizado, das propriedades e modelos constitutivos dos materiais e as condições de contorno do problema (aplicação de esforços e definição dos pontos fixos);
- b) a segunda chamada processamento ou análise, realizada pelo Abaqus/Standard ou Abaqus/Explicit, trata-se da realização dos cálculos matemáticos imputados no passo anterior, etapa onde o poder computacional geralmente é utilizado ao extremo pelo tempo necessário para a realização de todas as operações matemáticas, podendo ocorrer ou não a convergência da solução;
- c) a terceira chamada pós-processamento, também realizada pelo Abaqus/CAE, tratando da geração do relatório com os resultados, que pode ser interpretado por um programa visual terceiro, gerando imagens ou animações de como a estrutura se comportou.

A Tabela 5.2 apresenta um comparativo entre os processadores Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit.

Tabela 4.2 – Comparação entre os processadores Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit

Característica	Abaqus/Standard	Abaqus/Explicit
Biblioteca de elementos	Sem limitações	Apenas elementos apropriados que requerem soluções explícitas
Modelos de materiais	Apenas modelos com escoamentos	Modelos com fratura e escoamento
Métodos de solução do problema	Integração implícita; Necessidade de resolução de grande quantidade de equações múltiplas; Utiliza a matriz de rigidez K e o sistema $\{F\}=[K]\{U\}$; Mais estável que o Abaqus/Explicit	Integração explícita; Utiliza pequenos intervalos de tempo em cada fase de simulação; Pode apresentar instabilidade durante o processamento
Tipos de problemas	Lineares; Não-lineares simples; Com contato*; Preferencialmente para cargas estáveis e fixas	Lineares; Preferencialmente não-lineares; Com contato*, principalmente os complexos e com várias condições; Preferencialmente para cargas de impacto, pulsantes ou de alta velocidade
* Quanto mais complexo é o contato, mais cálculos repetitivos são realizados pelo processador Abaqus/Standard, e mais tempo e espaço em disco são necessários, sendo recomendado o Abaqus/Explicit.		

Em comparação com outros programas de elementos finitos do mercado, o ABAQUS tem duas opções de interesse para a simulação de pavimentos: a primeira é possibilidade de simulação do contato entre camadas, disponível apenas para modelagens em três dimensões; a segunda é a possibilidade de acoplamento de modelos constitutivos terceiros, por intermédio da rotina UMAT, do inglês *user subroutine to define a material's mechanical behavior*, em português subrotina do usuário para definição do comportamento mecânico de um material. A Figura 4.6 apresenta um exemplo da tela do programa.

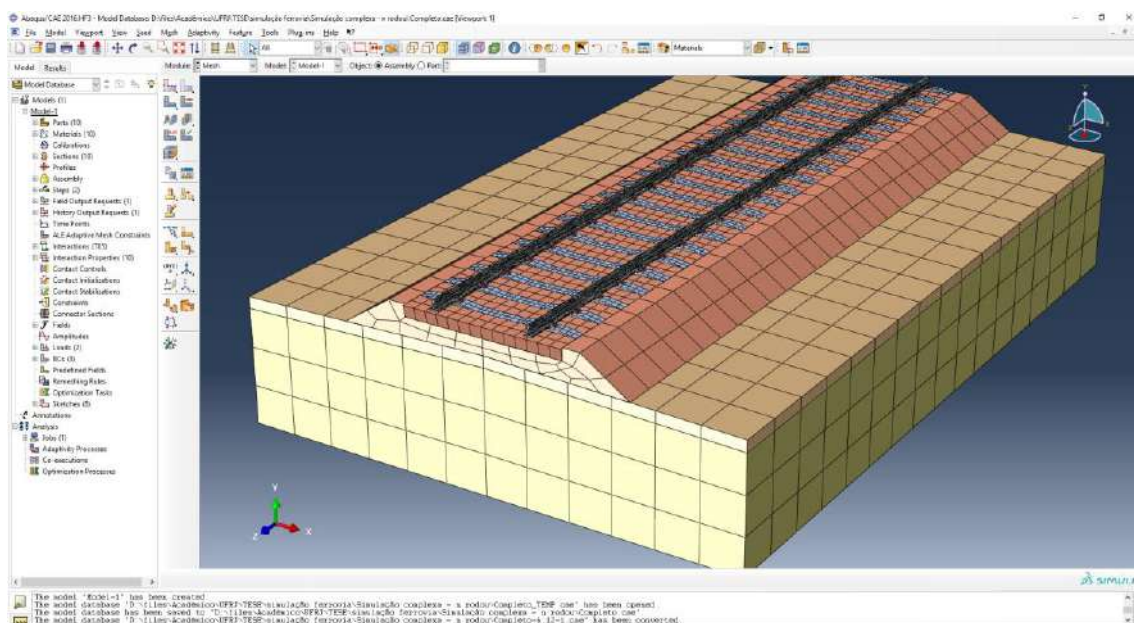


Figura 4.6 – Exemplo da tela do Abaqus/CAE

Com a evolução computacional vigente, especificamente dos programas de resolução de problemas de engenharia utilizando o método dos elementos finitos, como o ABAQUS ou o ANSYS, tornou-se possível correlacionar uma grande gama de variáveis e modelos constitutivos de diferentes materiais em uma só estrutura, permitindo que o pavimento seja modelado por milhares de nós e em cada um deles calculadas as tensões e deformações. Caso seja utilizado um modelo constitutivo elástico linear, serão calculadas deformações elásticas para este material (deflexão elástica), mas caso seja utilizado um modelo elastoplástico é possível considerar as deformações permanentes.

5 Metodologia, planejamento da modelagem e resultados das simulações

Como foi apresentado no Capítulo 1, tem-se como objetivo principal da presente pesquisa o desenvolvimento de um método para estimar a deflexão de diversos pavimentos ferroviários, especialmente típicos de carga pesada brasileiros. Tal proposta resulta em uma equação genérica para a estimativa da deflexão, parâmetro necessário para a avaliação de pavimentos ferroviários reais, podendo ser comparada com aquela medida em campo, sem a necessidade do engenheiro realizar complexas análises mecânicas, ser treinado e possuir licença comercial de um software de elementos finitos.

Para desenvolver a equação, parametrizou-se 48 configurações de pavimentos, modificados por 16 variações de propriedades de materiais e carregamentos, totalizando 768 simulações em MEF. Os detalhes são apresentados na seção 5.1.8.

Conforme estudos preliminares realizados e em conversa com alguns pesquisadores internacionais que estiveram na COPPE durante o período dessa pesquisa, em todas as simulações o subleito foi considerado com 3 m de profundidade, suficiente para reduzir as tensões a valores negligenciáveis. Foram realizadas simulações prévias comparando subleitos com profundidades variando de 2 a 5 m e utilizando a técnica de elementos infinitos, resultando em deformações e tensões praticamente iguais nas camadas superiores.

Para cada tipo de pavimento foram procedidas simulações parametrizando propriedades no intuito de avaliar a deflexão no topo do trilho, calculando-se também o módulo de via. Nas simulações do subleito e sublastro foi considerado o modelo de GUIMARÃES (2009). Já para o lastro, corroborando com PROFILLIDIS (2006), FERREIRA e TEIXEIRA (2012) e após comparações com métodos avançados propostos por INDRARATNA *et al.* (2011), foi aplicado o critério de Drucker-Prager, uma vez que não se considerou a degradação do lastro. Trilhos, dormentes e acessórios de fixação foram representados por modelo elástico linear, dado a magnitude das tensões atuantes em comparação com a resistência mecânica desses elementos. Em vias permanentes com determinado tempo de utilização é sabido que esses elementos sofrem severos desgastes, que para a necessidade desse trabalho foram desconsiderados.

Para a implementação do modelo de GUIMARÃES (2009) em elementos finitos, foi necessário o desenvolvimento de uma subrotina denominada UMAT (*User*

subroutine to define a material's mechanical behavior), programada na linguagem FORTRAN e compilada pelo software ABAQUS 2016. Maiores detalhes dessa implementação são apresentados na seção 5.1.7.

Com os resultados das simulações realizadas (deflexões), montou-se um sistema matricial correlacionando variáveis intervenientes, definidas com base nas propriedades relevantes do pavimento ferroviário, apresentadas no Capítulo 2, e na experiência de campo do autor da presente pesquisa. Para cada camada do pavimento, procurou-se dar preferência a parâmetros mecânicos, tais como a rigidez do trilho e do dormente (EI), o módulo de resiliência e espessuras das camadas geotécnicas. Como a deflexão é medida em unidade de comprimento, considerando o módulo de via (U) como o parâmetro de rigidez bidimensional do pavimento ferroviário (seção 3.4), este foi escolhido como variável normalizadora de cada parcela interveniente, transformando-a na mesma unidade da deflexão. Resolvendo o sistema matricial, obtém-se as constantes necessárias para a formação da equação genérica utilizada na estimativa das deflexões de pavimentos similares aos simulados.

Para a verificação dos resultados fornecidos pela equação genérica, na seção 5.2.2 são apresentadas comparações das deflexões estimadas com deflexões medidas em pavimentos reais por outros pesquisadores em regiões distintas do Brasil.

É importante mencionar que até se chegar ao estágio das simulações procedidas vários estudos e tentativas de simulações foram realizadas. Inicialmente tentou-se simular pavimentos com 22 dormentes em 3D, solicitado por vários eixos. Tal análise mostrou-se inviável dado o tempo despendido de simulação, chegando a demorar mais de um dia quando modelos elastoplásticos foram aplicados, procedimento com alto índice de falha na tentativa de convergência, resultando em excessivo gasto de tempo. Deflexões da ordem de 1 mm para carregamentos de 160 kN por roda foram encontradas quando considerado apenas modelos elásticos lineares para todas as camadas, não condizentes com a literatura pesquisada.

Realizou-se também simulações em 3D para pavimentos com 11, 7, 5 e 3 dormentes, e como conclusão verificou-se que modelos com 5 dormentes seriam suficientes para representar a ação de apenas um eixo, questão que corrobora com as análises experimentais realizadas por TALBOT (1918, 1941)⁵, demonstrada na seção 3.7. O modelo com 7 dormentes seria o ideal, uma vez que existe distribuição de tensões além do segundo dormente adjacente em relação ao dormente sob carga, mas as principais tensões estão situadas entre os 3 dormentes centrais (considerando um eixo de carga) para

um espaçamento usual entre dormentes de 60 cm, questão também verificada na revisão bibliográfica, conforme apresentado na seção 3.4.

A decisão de simular o pavimento ferroviário em 2D surgiu a partir da visita ao Brasil dos professores Ph.D Yong-Rak Kim da University of Nebraska e Ph.D David H. Allen da Texas A&M University, em setembro de 2015. Os professores são referências mundiais em simulações de pavimentos e critérios de falha, inclusive com os seguintes livros publicados: *“Introduction to Aerospace Structural Analysis”* e *“Introduction to the Mechanics of Deformable Solids: Bars and Beams”*. A utilização de modelos em 2D teve como objetivos principais facilitar a implementação do modelo de GUIMARÃES (2009) em elementos finitos utilizando a subrotina UMAT do ABAQUS e acelerar o tempo de processamento das simulações computacionais. A implementação do modelo apresentada na seção 5.1.7 também foi debatida por e-mail com o professor David H. Allen, após sua visita ao Brasil.

No auge do trabalho “braçal” e repetitivo, entre a realização da geometria dos pavimentos no software AutoCAD, importação e realização dos ajustes no Abaqus/CAE, geração da malha de elementos finitos, definição das propriedades de cada material que compõem o pavimento, imposição das condições de contorno, processamento do problema e obtenção dos resultados, estima-se que foi gasto em torno de 2 horas de trabalho para cada pavimento simulado, totalizando 1536 horas ou 64 dias ininterruptos de trabalho. Considerando 8 horas de trabalho por dia, foram aproximadamente 192 dias de trabalho só com as simulações apresentadas no Anexo C – Pavimentos simulados e as malhas em elementos finitos e no Anexo D – Resultados das simulações realizadas.

Uma vez que a modelagem do pavimento ferroviário difere substancialmente do pavimento rodoviário nas suas camadas superiores, principalmente se tratando de um padrão em 2D com implementação pioneira do modelo de GUIMARÃES (2009), este capítulo foi dividido em duas partes principais: a primeira chamada exploratória, apresentando alguns processos e estudos realizados até a efetiva realização das simuações; e a segunda, final, apresentando os resultados encontrados e as comparações com deflexões medidas em pavimentos reais.

5.1 A análise exploratória

5.1.1 A tensão de flexão no trilho

Considerando que a configuração final dos pavimentos simulados foi em 2D, dificultando a análise da tensão de flexão no trilho no sentido longitudinal, foi necessário

a simulação do pavimento ferroviário utilizando um modelo em 3D para averiguar se a tensão de flexão no trilho supera a tensão de escoamento do aço, influenciando na deformação permanente do pavimento.

Procedeu-se a simulação de um pavimento com propriedades elásticas lineares (Figura 5.1) e para a convergência da malha utilizou-se elementos do tipo C3D8R, sólido com 8 nós e 3 graus de liberdade cada, sendo necessários aproximadamente 89.000 elementos, divididos em:

- a) 28.800 elementos para o subleito;
- b) 18.000 elementos para o sublastro;
- c) 18.100 elementos para o lastro;
- d) 112 elementos para cada dormente;
- e) 8 elementos para as placas de apoio;
- f) e 10.600 elementos para cada trilho.

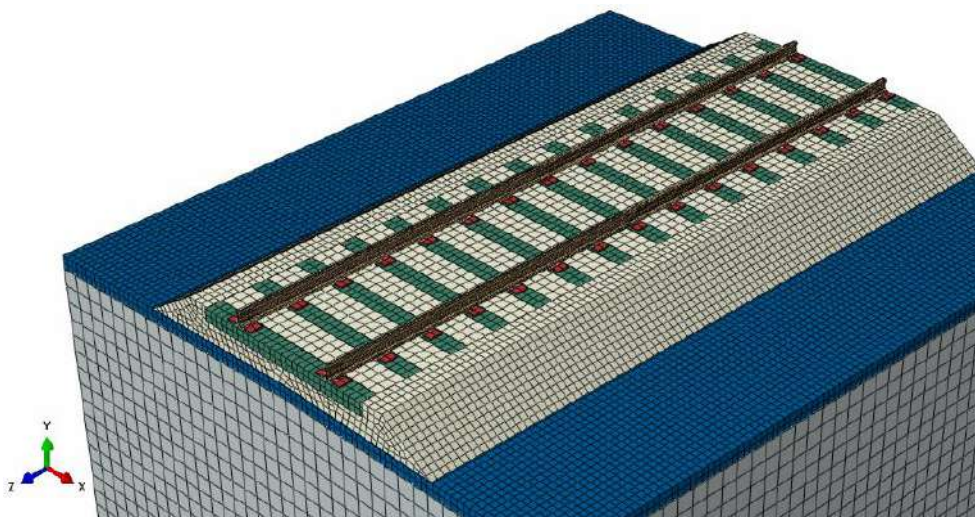


Figura 5.1 – Pavimento tipo em 3D simulado em MEF

O maior momento fletor que atua no trilho ocorre quando o carregamento está situado na posição média entre dois dormentes, sendo esta a situação simulada. Foi considerado uma situação crítica de 70 cm de espaçamento entre dormentes, distância superior à prática brasileira, geralmente situada em torno de 60 cm. A bitola considerada foi a larga com 1,6 m e o carregamento do eixo igual a 320 kN. As propriedades elásticas das camadas foram semelhantes às utilizadas por FERREIRA e TEIXEIRA (2012):

- a) Trilho UIC-60, $E = 210 \text{ GPa}$ e $\text{Poisson} = 0,3$;
- b) Dormente de madeira com seção transversal de $25 \times 18 \text{ cm}$, $E = 13 \text{ GPa}$ e $\text{Poisson} = 0,3$;
- c) Placa de apoio metálica com espessura de 2 cm, $E = 205 \text{ GPa}$ e $\text{Poisson} = 0,3$;

- d) Lastro com espessura de 30 cm, $MR = 130 \text{ MPa}$ e $\text{Poisson} = 0,2$ (valores favorecendo maiores deflexões, portanto maiores tensões de flexão no trilho);
- e) Sublastro com 20 cm de espessura, $MR = 200 \text{ MPa}$ e $\text{Poisson} = 0,3$;
- f) Subleito com 5 m de profundidade, $MR = 80 \text{ MPa}$ e $\text{Poisson} = 0,3$.

Como resultado, obteve-se uma tensão de tração na flexão máxima no trilho de aproximadamente 77 MPa para o carregamento posicionado entre os dormentes, reduzida para 67 MPa quando o carregamento foi posicionado no eixo do dormente. Acrescentando um fator dinâmico de 40 %, a tensão crítica resultaria em 107 MPa.

Considerando o valor de escoamento mínimo do trilho igual a 510 MPa, conforme apresentado na seção 2.2.3, constata-se que a tensão atuante não atinge a metade daquela suportada pelo material. Conclui-se que para a metodologia utilizada nesta pesquisa não ocorrerão problemas de deformação permanente no trilho na utilização de modelo constitutivo elástico linear para este elemento.

5.1.2 O espaçamento entre dormentes

Procedeu-se simulações paramétricas do pavimento ferroviário com as mesmas propriedades da seção anterior, mas variando-se o espaçamento entre dormentes em 50, 55, 60, 65 e 70 cm. A quantidade de elementos finitos sofreu pequenas variações na mudança do espaçamento entre os dormentes, não impactando na convergência. Variou-se também a posição do carregamento, hora na metade da distância entre os dormentes, hora no eixo do dormente central. Os resultados são apresentados da Figura 5.2 a Figura 5.5 e verifica-se que para esta condição de modelagem que:

- a) carregamentos sobre os dormentes são desfavoráveis para as demais camadas do pavimento, exceto para o trilho, que apresenta carregamento desfavorável quando este se situa entre os dormentes;
- b) a tensão de flexão no trilho não apresenta variação significativa para diferentes espaçamentos quando o carregamento se situa sobre o dormente;
- c) espaçamentos entre 50 e 55 cm apresentam respostas semelhantes;
- d) a partir do espaçamento de 60 cm as tensões normais no lastro aumentaram em torno de 20 %, assim como as deflexões do pavimento;
- e) para uma simulação em 2D, considerando as mesmas propriedades dos materiais simulados e as condições impostas, conforme considerações apresentadas na seção 5.1.5, deve-se encontrar um carregamento que gere uma

tensão de tração sob o dormente da ordem de 2,0 a 2,25 MPa, assim como uma tensão normal no topo do lastro da ordem de 250 a 275 kPa;

- f) as tensões encontradas nos dormentes são perfeitamente suportadas pelo material, podendo-se adotar modelo constitutivo elástico linear para estes elementos;
- g) quando o espaçamento varia de 50 cm para 70 cm, ocorre o aumento da tensão de tração no dormente. Quando o carregamento é aplicado entre os dormentes o aumento foi de aproximadamente 20 %. Quando o carregamento é aplicado sobre o dormente o aumento foi de aproximadamente 26 %;
- h) para um espaçamento de 60 cm, o aumento da deflexão de quando o carregamento é aplicado sobre o dormente para entre os dormentes foi de apenas 4 %. Tal aumento sobe para 5,5 % quando o espaçamento entre dormentes é de 70 cm;
- i) o aumento do espaçamento entre dormentes aumenta a amplitude da diferença entre deflexões de quando o carregamento está sobre o dormente e de quando o carregamento está entre dormentes. Ou seja, para pequenos espaçamentos entre dormentes, não existe diferença significativa da deflexão para diferentes posições do carregamento de roda, mas para grandes espaçamentos ocorre maior movimentação vertical do trilho;
- j) em ambas configurações de carregamento existem tensões de tração na região central do dormente;
- k) quando o carregamento está sobre o dormente, o acréscimo de tensões no lastro é da ordem de 14 %, 12 % no sublastro e 2 % no subleito, portanto esta é a situação crítica para as camadas geotécnicas.

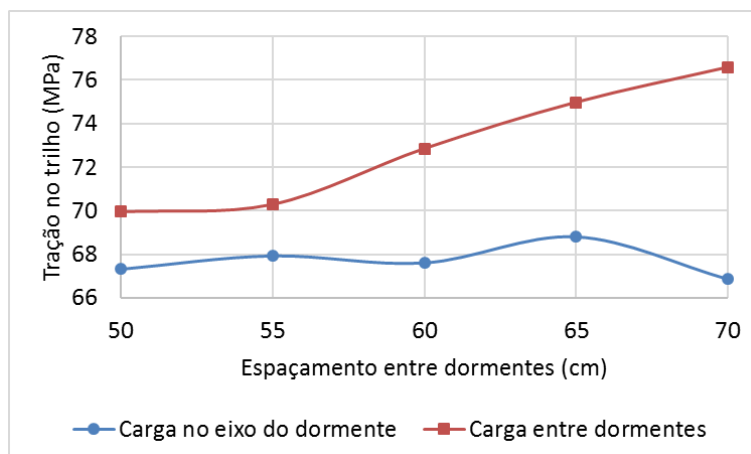


Figura 5.2 – Tração máxima no trilho com a variação do espaçamento entre dormentes

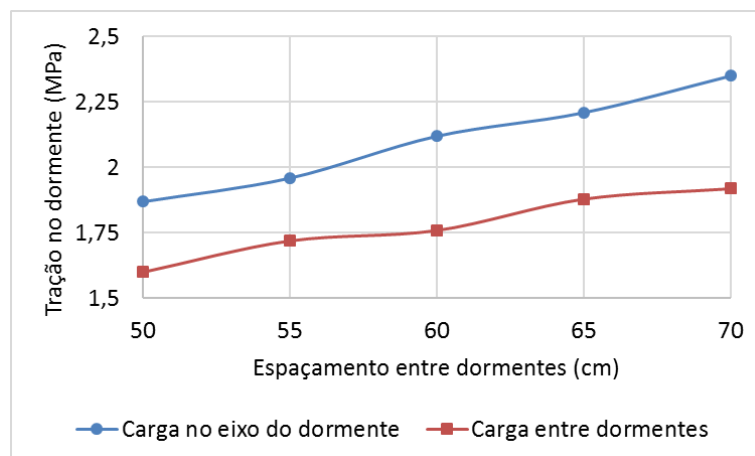


Figura 5.3 – Tração máxima no dormente, sentido longitudinal ao elemento, parte inferior sob apoio do trilho

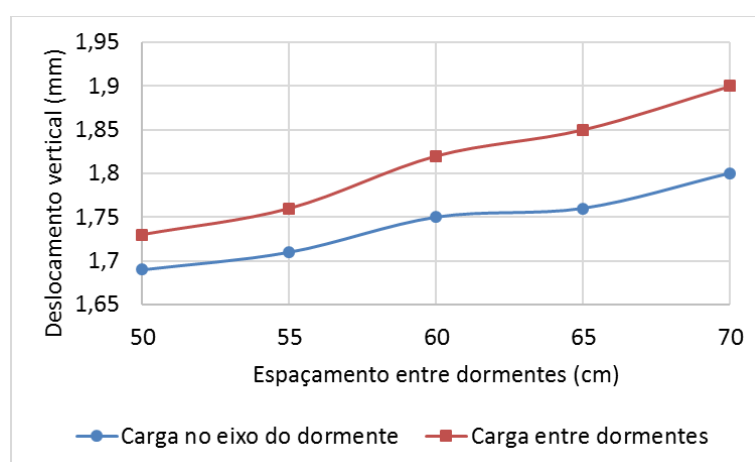


Figura 5.4 – Deslocamento vertical no topo do trilho para variações no espaçamento entre dormentes

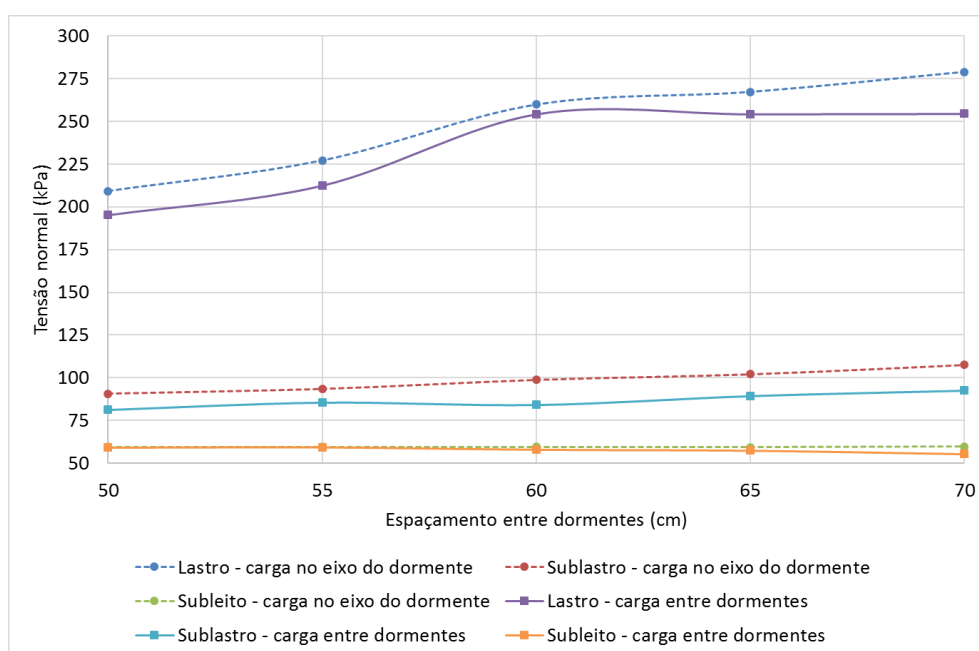


Figura 5.5 – Tensão normal no topo das camadas de lastro, sublastro e subleito (kPa)

5.1.3 O dormente real de concreto e o dormente simulado

Em geral a simulação do dormente de madeira é simplificada, considerando-o homogêneo, porém o dormente de concreto monobloco é pré ou pós-protendido, podendo dificultar a simulação adequada da protensão no modelo em 2D. Assim, procurou-se estimar um módulo de elasticidade que seja proporcional em modelos 2D e 3D. Conforme RANGEL (2013), uma maneira é aplicar a Lei das Misturas, equação (5.1), comumente utilizada em análises de materiais compostos.

$$X_{\text{composto}} = V_1 X_{\text{material1}} + V_2 X_{\text{material2}} + V_n X_{\text{materialn}} \quad (5.1)$$

Onde:

X_{composto} = parâmetro que se deseja calcular do material composto;

$X_{\text{materialn}}$ = parâmetro de cada material n integrante do conjunto;

V_n = volume percentual do material integrante do conjunto, de forma que a soma de todos os volumes relativos seja igual a 1.

Considerando os parâmetros de projeto dos dormentes protentidos de concreto atualmente em utilização na Ferrovia Norte-Sul, conforme VALEC (2014b), com 12 fios de protensão, 6 mm de diâmetro e 2,8 m de comprimento, estimou-se o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson pelas equações (5.2) e (5.3). Cada fio de proteção tem um volume de 79,17 cm³, totalizando um volume de 950 cm³ de aço, com módulo de elasticidade de 210 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3. O volume de concreto foi estimado em 152.000 cm³, o módulo de elasticidade aos 28 dias igual a 32 GPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,2. Para este caso, verificou-se aumento de 1,11 GPa no módulo de elasticidade do dormente em relação ao módulo inicial do concreto.

$$E_{\text{dormente}} = V_1 E_{\text{concreto}} + V_2 E_{\text{aço}} \\ \frac{152000}{152000 + 950} 32 \text{ GPa} + \frac{950}{152000 + 950} 210 \text{ GPa} \rightarrow E_{\text{dormente}} \cong 33,11 \text{ GPa} \quad (5.2)$$

$$\nu_{\text{dormente}} = V_1 \nu_{\text{concreto}} + V_2 \nu_{\text{aço}} \\ \frac{152000}{152000 + 950} 0,2 + \frac{950}{152000 + 950} 0,3 \rightarrow \nu_{\text{dormente}} = 0,2 \quad (5.3)$$

5.1.4 A simulação do conjunto ou sistema de fixação

Em virtude da quantidade e complexidades geométricas dos componentes que compõem o conjunto de fixação (grampo ou castanha, placa-de-apoio ou palmilha amortecedora, shoulder, tirefonds, etc), ver seção 2.2.4, os pesquisadores que simulam o pavimento ferroviário geralmente substituem-no por uma mola, que deve apresentar

rigidez equivalente ao do conjunto real, caso dos softwares KENTRACK, FERROVIA e VALETRACK, mencionados na seção 4.1, conforme esquema da Figura 5.6.

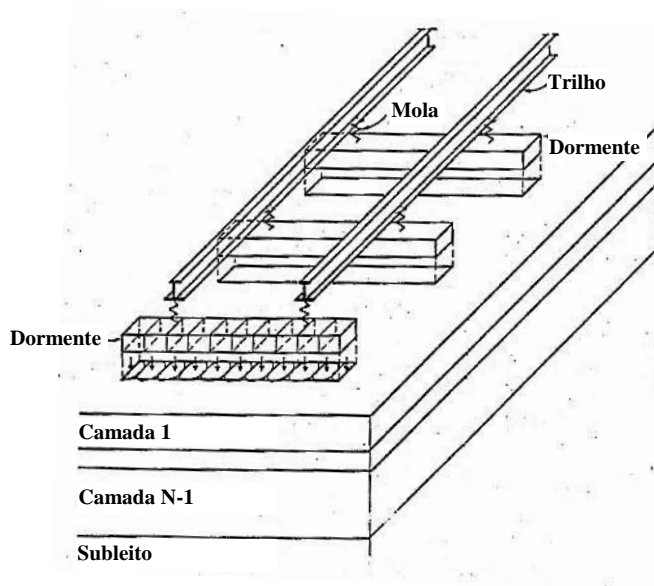


Figura 5.6 – Configuração padrão do sistema de fixação do programa KENTRACK
Fonte: adaptado de HUANG *et al.*, 1984

A substituição dos conjuntos de fixação por molas é geralmente uma opção em simulações numéricas devido ao grande custo computacional relacionado ao cálculo de variáveis como tensões e deformações em um conjunto de fixação real, que é intensificado quando se pretende analisar um segmento do pavimento ferroviário com repetidos conjuntos de fixações.

No entanto, o conhecimento do comportamento real da fixação na tração, na compressão e na representação das suas características mecânicas a partir do uso de valores de rigidez representativos é de fundamental importância para tornar as simulações do comportamento mecânico mais confiáveis e realistas.

A variação da rigidez da fixação (k_f) encontrada na literatura é grande. SPADA (2003) simulou pavimentos ferroviários utilizando o software FERROVIA, considerando 70 MN/m a rigidez adequada para fixações em dormentes de madeira, 170 MN/m para dormentes de concreto monobloco e 253 MN/m para dormente de concreto bi-bloco, ambas como mola. O valor pode ser obtido a partir de um gráfico que relaciona força de compressão e deslocamento, determinando-se então a rigidez para a carga de roda que esteja sendo considerada, ou seja, o valor de k_f é influenciado pela carga aplicada.

SELIG e WATERS (1994) consideraram que os dormentes e trilhos comportam-se como vigas elásticas lineares e os acessórios de fixação como molas, que podem ser tracionadas ou comprimidas. Em simulações utilizando o software

GEOTRACK consideraram a rigidez da mola igual a 1230 MN/m como valor nominal, tanto para dormente de madeira quanto para concreto. Já em análises paramétricas, utilizaram k_f de 18 MN/m, 879 MN/m e 176 MN/m, no entanto também variando outros parâmetros do pavimento, o que não leva a uma conclusão do impacto de k_f , mas mostrando o quão amplo esse parâmetro pode ser.

Outros autores consideram apenas o amortecimento da palmilha como a rigidez do conjunto de fixação. Em análises dinâmicas, FENG (2011) considerou k_f igual a 239 MN/m, já ESVELD (2001), utilizando o GEOTRACK, considerou rigidez da palmilha igual a 1,42 MN/m. Em simulações numéricas, SKOGLUND (2002) considerou a rigidez da palmilha para dormentes de concreto igual a 70 MN/m. FERREIRA e TEIXEIRA (2012) utilizaram uma rigidez de 100 MN/m e FORTUNATO *et al.* (2013) utilizaram o valor de 500 MN/m.

RIVES *et al.* (1977) apresentaram um estudo em palmilhas amortecedoras para dormentes de concreto com espessura de 4,5 mm, onde para 20 kN de força de compressão há um deslocamento de aproximadamente 0,1 mm ($k_f = 200$ MN/m) e para 100 kN aproximadamente 0,4 mm ($k_f = 250$ MN/m).

Em ensaios do conjunto completo de fixação, PANDROL (2014) apresentou valores de rigidez que variam de 60 MN/m a 150 MN/m em ensaios estáticos, subindo para 100 MN/m a 300 MN/m em ensaios dinâmicos, todos seguindo a norma EN 13146-9 (2009).

Corroborando com FERNANDES (2011), não existe um consenso sobre qual rigidez é a mais adequada, apresentando diversos valores para palmilha, variando de 27 MN/m a 500 MN/m, que alteram conforme tipo de fixação, tipo de via, país, etc. Na maioria das referências consultadas os valores de k_f foram simplesmente adotados e/ou referenciados pelos pesquisadores, indicando a necessidade de uma metodologia que permita sua determinação de maneira padronizada.

Assim, procurou-se avaliar o impacto que a alteração da rigidez da mola ocasiona na deflexão do pavimento ferroviário a partir da alteração da rigidez k_f da fixação (ver seção 3.4), realizando simulações do pavimento em três programas computacionais diferentes: ABAQUS 2016, FERROVIA 3.0 e Ftool 3.0; alterando a rigidez da mola em 10 MN/m, 70 MN/m, 100 MN/m, 200 MN/m, 1000 MN/m e 2000 MN/m. Detalhes foram publicados em RANGEL *et al.* (2015b).

No ABAQUS, simulou-se o conjunto da fixação Pandrol e-Clip em sua geometria real, tanto para o dormente de madeira, quanto para o dormente de concreto (Figura 5.7). Acentua-se a dificuldade para desenhar o grampo elástico, o que requisitou um profissional da área. Para essa análise, foram realizadas simulações conforme a Tabela 5.1, sendo a nomenclatura definida da seguinte maneira e sequência:

- a) E ou A = norma europeia (E) ou AREMA (A);
- b) M ou C = dormente de madeira (M) ou concreto (C);
- c) C ou T = força de compressão (C) ou tração (T);
- d) 190, 200 ou 210 = módulo de elasticidade do aço do grampo elástico em GPa.

Além da determinação de k_f , o principal intuito da combinação foi verificar a diferença de rigidez obtida entre os procedimentos das duas normas, uma vez que o ensaio da AREMA que aplica tração não é específico para a determinação da rigidez, diferente da norma europeia que para esse fim aplica compressão.

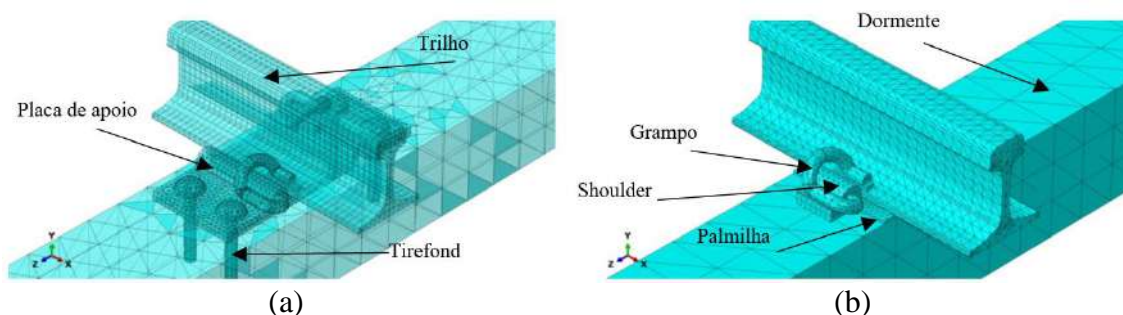


Figura 5.7 – Fixação pandrol e-Clip simulada: (a) dormente de madeira; (b) dormente de concreto

Tabela 5.1 - Esquema de simulações para determinação de k_f no ABAQUS

Simulação	Norma	Dormente	Esforço vertical	Força aplicada	Módulo de elasticidade do grampo (GPa)
EMC200	EN 13146-4 (2002)	Madeira	Compressão	5 kN e 80 kN: (-) compressão; (+) tração	200
EMT200		Madeira	Tração		
ECC200	EN 13146-9 (2009)	Concreto	Compressão		
ECT200		Concreto	Tração		
AMT200	AREMA (2013) fastener uplift test	Madeira	Tração	44,45 kN (+) tração	200
ACT190		Concreto	Tração		190
ACT200		Concreto	Tração		200
ACT210		Concreto	Tração		210

A avaliação da influência do módulo de elasticidade do grampo torna-se interessante pela grande variação das ligas metálicas encontradas no mercado, formas diferentes de fabricação ou reaproveitamento de grampos refugados.

Os componentes do conjunto de fixação de cada dormente têm características simuladas conforme a Tabela 5.2. O número de elementos finitos entre dormentes de madeira e concreto são diferentes em virtude da compatibilização geométrica necessária dos acessórios de fixação, assim como o calço isolador. A quantidade de elementos utilizada em cada componente foi suficiente para uma boa convergência da malha. O modelo aplicado considerou um comportamento constitutivo elástico linear para os materiais, cujas propriedades fundamentais foram assumidas com base na literatura pesquisada, não sendo determinadas em laboratório.

Tabela 5.2 - Características dos componentes das fixações simuladas

Componente	Dimensões	Módulo de elasticidade	Coefficiente de poisson	Elementos finitos
Fixação pandrol e-Clip para dormente de madeira (total de 58480 elementos finitos)				
Dormente	25 x 18 cm (transversal)	13 GPa	0,3	9216
Placa de apoio	2 x 46 x 18 cm	205 GPa	0,3	17712
4 Tirefonds	Ø 22 mm	205 GPa	0,3	5336
2 Grampos	Ø 22 mm	190, 200 e 210 GPa	0,3	5608
Trilho UIC-60	15 cm de patim, 17,2 cm de altura	210 GPa	0,3	20518
Calço isolador	Variável para encaixe	4,45 GPa	0,4	90
Fixação pandrol e-Clip para dormente de concreto (total de 35741 elementos finitos)				
Dormente	19 x 21 cm (transversal)	40 GPa	0,25	2821
Palmilha amortecedora	0,5 x 194 x 190 cm	1 GPa	0,3	3512
2 Shoulders	7,2 x 6,6 (base) x 4,2 cm	205 GPa	0,3	2802
2 grampos	Ø 22 mm	190, 200 e 210 GPa	0,3	5608
Trilho UIC-60	15 cm de patim, 17,2 cm de altura	210 GPa	0,3	20518
Calço isolador	Variável para encaixe	4,45 GPa	0,4	480

No dormente de madeira os tirefonds foram considerados totalmente aderidos à madeira, o que na prática pode ser uma inverdade. No dormente de concreto o shoulder foi considerado perfeitamente aderido ao dormente pela sua base. Em ambas as análises foi considerada uma força de pressão do grampo igual a 9 kN, aplicada na área do calço isolador em forma de tensão. O trilho possuiu total liberdade de movimento vertical, transversal e longitudinal, sendo retido apenas pelo grampo elástico. Para a geometria dos componentes da fixação, tentou-se seguir ao máximo os desenhos técnicos da especificação VALEC (2014).

Também foram realizadas simulações do procedimento da norma EN 13146-9 (2009), em que a palmilha amortecedora é solicitada por um atuador de aço sobre base rígida. O módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson da palmilha polimérica foram

definidos iguais a 1 GPa e 0,3, respectivamente (CANDIAN, 2007). A base e o atuador foram considerados perfeitamente rígidos para não influenciarem os resultados, medindo respectivamente 30x30 cm e 21x15 cm (Figura 5.8). Variou-se a espessura da palmilha entre 5 mm e 10 mm, seguindo as considerações de PROFILLIDIS (2006), com dimensões em planta conforme a norma VALEC (2014).

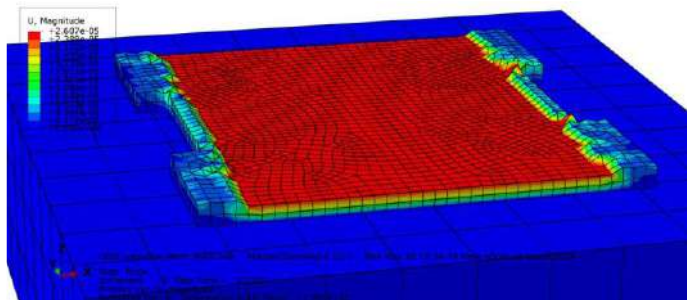


Figura 5.8 – Exemplo de simulação, achatamento da palmilha amortecedora aumentado 100x

Os resultados das simulações para a determinação de k_f são apresentados na Tabela 5.3. Na compressão dois tipos de deslocamentos foram medidos: o primeiro desconsiderando o deslocamento do dormente e o segundo considerando-o. Os deslocamentos verticais foram obtidos a partir da base do trilho, em um ponto abaixo do ponto de aplicação de força. Quando desconsiderado o dormente, também foram obtidos em um ponto no topo do dormente, no eixo de aplicação de força, que subtraído do deslocamento sob o trilho, resulta apenas na influência do dispositivo de apoio do trilho, como ilustrado na Figura 5.9.

Tabela 5.3 - Resultados das simulações no ABAQUS para determinação de k_f

Simulação	Força aplicada	Desconsiderando o dormente		Considerando o dormente	
		Deslocamento vertical (mm)	k_f (MN/m)	Deslocamento vertical (mm)	k_f (MN/m)
EMC200	- 5 kN e - 80 kN	- 0,0001	774553,34	- 0,0358	2095,69
EMT200	+ 5 kN e + 80 kN	11,0411	6,79	Não aplica	
ECC200	- 5 kN e - 80 kN	- 0,0200	3740,96	- 0,0426	1760,70
ECT200	+ 5 kN e + 80 kN	12,9236	5,80	Não aplica	
AMT200	+ 44,45 kN	4,7595	9,34		
ACT190		5,7311	7,76		
ACT200		5,5608	7,99		
ACT210		5,4099	8,22		

O valor exagerado de 774553,34 MN/m na simulação EMC200 pode ser explicado pela não consideração do deslocamento do dormente de madeira, assim como a elevada

rigidez da placa de apoio metálica, não condizente com um ensaio real, que consideraria a deformação do dormente, reduzindo significativamente para 2095,69 MN/m.

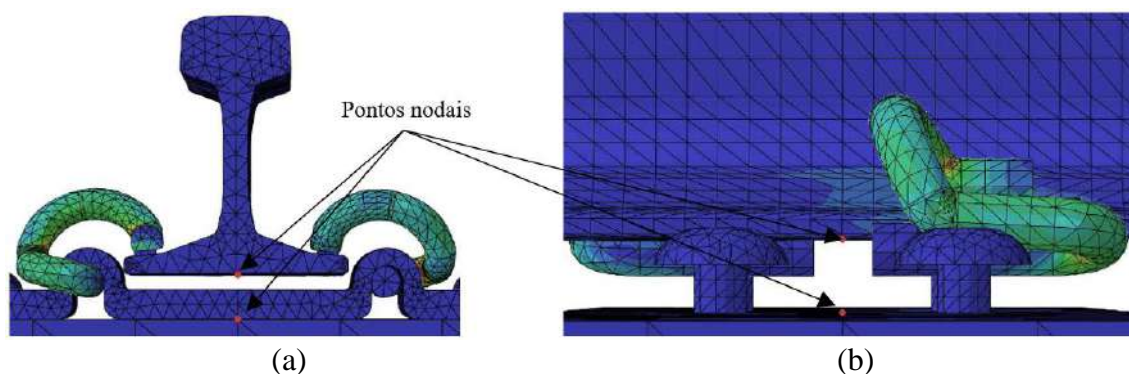


Figura 5.9 – Deslocamento vertical para cima do trilho (tracionado) em relação ao dormente: (a) vista frontal dos pontos nodais; (b) vista lateral dos pontos nodais sem placa de apoio

A grande rigidez encontrada na simulação ECC200 (3740,96 MN/m) pode ser explicada pela consideração apenas da palmilha amortecedora, sem a influência do restante do conjunto de fixação, do dormente e da consideração de contornos rígidos perfeitos. Tal análise é interessante para se ter uma ideia da real rigidez do dispositivo de apoio, na prática ensaiado com influência de outros materiais, passíveis de deformação.

Na compressão, seguindo as normas europeias, a magnitude dos valores considerando também o deslocamento do dormente corroboraram melhor com a literatura pesquisada, resultando em 2095,69 MN/m para o dormente de madeira e 1760,70 MN/m para o dormente de concreto. Na literatura verificou-se que os valores de rigidez para o dormente de concreto geralmente são considerados maiores que aqueles utilizados para dormentes de madeira. No entanto, entende-se que a rigidez da placa de apoio metálica tem forte influência, resultando em maior rigidez.

Na tração, a metodologia da AREMA resultou em valores de k_f 37 % maiores do que a metodologia das normas europeias. Apesar de maiores, aconselha-se a utilização da metodologia AREMA para o teste de tração, por ser mais simples, representar apenas o grampo de fixação e apresentar valores mais próximos dos mínimos encontrados nas referências pesquisadas.

Os resultados da determinação de k_f , considerando apenas a palmilha amortecedora para dormentes de concreto são apresentados na Tabela 5.4. A variação de elementos finitos se justifica em virtude da variação da espessura da palmilha, mantendo-se a convergência. Os resultados da análise da fixação como mola utilizando o FERROVIA 3.0 estão apresentados na Tabela 5.5 e Figura 5.10.

Tabela 5.4 – Resultado da determinação da rigidez da palmilha amortecedora para dormentes de concreto

Espessura da palmilha	Força (kN)	Deslocamento (mm)	k_f (MN/m)	Elementos da palmilha
5 mm	18 a 96	0,0123	7808,20	1730
		0,0023		
7,5 mm		0,0186	5151,41	3458
		0,0035		
10 mm		0,0248	3877,79	3466
		0,0046		

Tabela 5.5 – Resultados da simulação no FERROVIA 3.0

Distância (m)	Deslocamento vertical em mm (negativo para baixo)					
	10 MN/m	70 MN/m	100 MN/m	200 MN/m	1000 MN/m	2000 MN/m
0	-5,10	-1,94	-1,75	-1,52	-1,32	-1,30
0,3	-4,84	-1,77	-1,59	-1,37	-1,18	-1,16
0,6	-4,19	-1,38	-1,22	-1,04	-0,88	-0,86
0,9	-3,40	-0,97	-0,84	-0,69	-0,58	-0,56
1,2	-2,58	-0,60	-0,51	-0,41	-0,33	-0,32
1,5	-1,83	-0,33	-0,27	-0,21	-0,16	-0,16
1,8	-1,16	-0,15	-0,12	-0,09	-0,07	-0,07
2,1	-0,60	-0,04	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02
2,4	-0,11	0,02	0,02	0,01	0,00	0,00
2,7	0,32	0,06	0,04	0,02	0,00	0,00
3	0,73	0,07	0,05	0,02	0,00	0,00
3,3	1,13	0,09	0,06	0,02	0,00	0,00

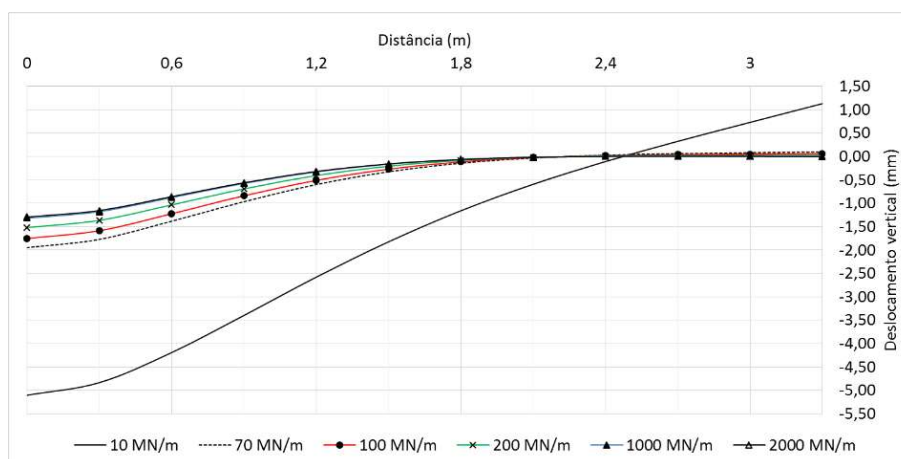


Figura 5.10 – Resultados da simulação no FERROVIA 3.0

O FERROVIA 3.0 não discretiza os elementos do conjunto de fixação como foi realizado no ABAQUS, verificando-se a influência da variação da rigidez da mola na deflexão do pavimento. A utilização de $k_f = 10$ MN/m, sem alterar as demais propriedades do pavimento simulado, mostrou-se inconsistente com os demais valores de deflexão (em torno de 1 a 2 mm), resultando em uma deflexão excessiva de 5 mm,

evidenciando que o programa considera a fixação como uma das principais retentoras do deslocamento vertical do pavimento, o que na prática pode ser uma inverdade e é contrário ao resultado encontrado utilizando o ABAQUS, considerado mais realista.

Semelhantemente, CORREIA (2007) variou k_f de 50 MN/m a 90 MN/m, encontrando uma variação no deslocamento vertical da via em torno de 36 %.

Em análises reais do pavimento ferroviário utilizando a Viga Benkelman, SPADA (2003) encontrou valores de deflexão da ordem de 5 mm em situações que existiam gaps (vazios sob os dormentes), o que não foi o caso da simulação realizada.

O programa Ftool 3.0 não foi criado para análises de pavimentos e sim estruturas reticuladas planas, não avaliando camadas do pavimento. Sua utilização foi escolhida apenas pelo fato de permitir a simulação de variações do deslocamento vertical de uma estrutura utilizando-se molas, para comparação dos resultados obtidos no FERROVIA 3.0. Portanto, trata-se de apenas uma viga longitudinal simulando o trilho e uma sequência de molas com valores de rigidez sobre um substrato rígido.

Os resultados são apresentados na Tabela 5.6 e Figura 5.11. Quando se alterou a rigidez da mola de 10 MN/m para 70 MN/m, houve variação de aproximadamente 77 % do deslocamento vertical no ponto de aplicação da força. Essa diferença cai para 55 % quando se altera a rigidez de 70 MN/m para 200 MN/m, mostrando que o deslocamento vertical do trilho é mais sensível a baixos valores de rigidez, explicando o resultado obtido no FERROVIA 3.0.

Tabela 5.6 – Resultados da simulação utilizando Ftool 3.0

Distância longitudinal (m)	Deslocamento vertical em mm (positivo para baixo)			
	10 MN/m	70 MN/m	100 MN/m	200 MN/m
0,0 (sob força)	4,3000	0,9941	0,7586	0,4467
0,6 (1 mola)	3,4430	0,5857	0,4085	0,1934
1,2 (2 molas)	1,9880	0,1404	0,0691	0,0062
1,8 (3 molas)	0,8196	-0,0268	-0,0299	-0,0184
2,4 (4 molas)	0,1442	-0,0388	-0,0235	-0,0056
3,0 (5 molas)	-0,1351	-0,0161	-0,0060	0,0004
3,6 (6 molas)	-0,1849	-0,0019	0,0008	0,0007
4,2 (7 molas)	-0,1398	0,0018	0,0013	0,0001
4,8 (8 molas)	-0,0760	0,0013	0,0004	0,0000
5,4 (9 molas)	-0,0305	0,0004	0,0000	0,0000
6,0 (10 molas)	-0,0034	0,0000	0,0000	0,0000
6,6 (11 molas)	0,0096	-0,0001	0,0000	0,0000
7,2 (12 molas)	0,0165	0,0000	0,0000	0,0000

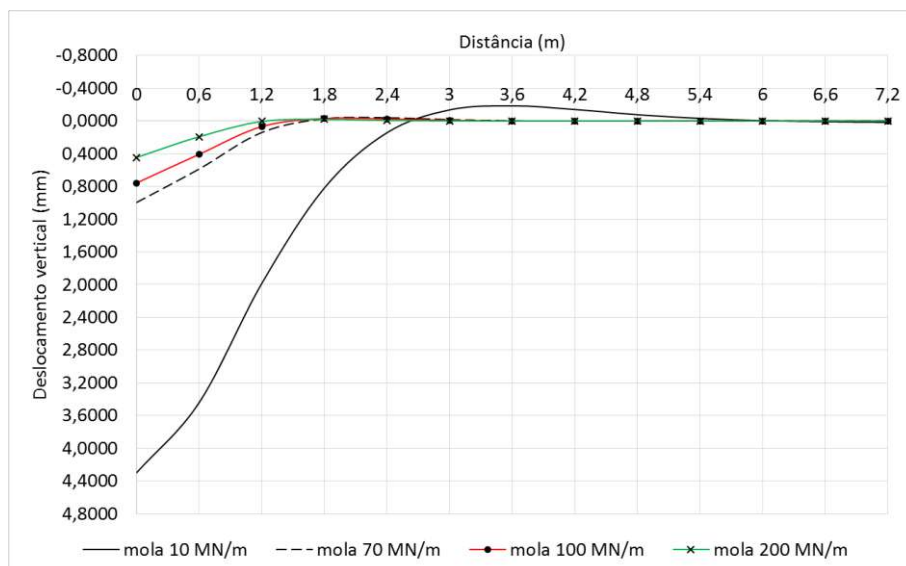


Figura 5.11 – Resultados da simulação utilizando o software Ftool 3.0

Verificou-se que a rigidez da fixação utilizada por diversos autores depende do deslocamento conjunto da placa de apoio e do dormente de madeira ou da palmilha amortecedora e do dormente de concreto, o que pode influenciar na deflexão do pavimento ferroviário.

Recomenda-se não considerar o dispositivo de apoio como uma mola e sim como mais uma camada do pavimento, com espessura e propriedades elásticas bem definidas, com a vantagem da menor influência da mola na deflexão do pavimento.

A utilização de uma mola como substituta do conjunto de fixação deveria estar restrita apenas em regiões onde há levante do trilho, o que geralmente não é relevante, visto que se costuma analisar a deflexão do pavimento sob carga, geralmente sem considerar os espaços vazios entre o dormente e o lastro. De fato, não há porque utilizar molas em simulações do pavimento em regiões onde existe apenas compressão entre o trilho e o dormente, pois a função do grampo de fixação é unir o sistema dormente-trilho. O correto é a implantação de mais uma camada, com espessura e modelo constitutivo que simulem o dispositivo de apoio do trilho.

No caso do software ABAQUS, em um modelo em 3D, há opções para a simulação do contato entre áreas, o que também resolve o problema em regiões onde existe o levante do trilho, visto que na prática, em regiões de tração, toda a grade sobe verticalmente e não apenas a fixação.

Caso não seja possível a adição de mais uma camada, recomenda-se a utilização de molas com rigidez diferente para regiões com tração e compressão. Compressão para

a mola representando o dispositivo de apoio (placa de apoio ou palmilha) e tração para a mola representando o grampo elástico.

Caso ainda não seja possível no programa utilizado definir diferentes valores de rigidez, recomenda-se um estudo específico com valores de rigidez que não tenham grande influência na absorção das deformações verticais, principalmente nas regiões em compressão. Dar preferência para menores valores de rigidez até um limite que não apresente grande influência pode ser uma opção a fim de evitar a retenção de grande parte das deformações pelas molas que representam a fixação no modelo.

Geralmente se procura estudar a influência das camadas do pavimento sem dar tanta importância para a influência do conjunto de fixação na deflexão do pavimento. Porém, deve-se tomar cuidados para que a mola não impacte de maneira significativa nos resultados almejados, como foi constatado.

É importante reforçar que qualquer sistema de apoio solicitado à tração, sem o grampo elástico ou qualquer outra forma que prenda o dormente ao trilho não apresenta rigidez e não haveria impedimento ao movimento. Portanto, não considerar molas ou qualquer outra união em regiões onde há o levante do trilho também é um erro. Definir uma união entre o trilho e a placa de apoio, e entre a placa de apoio e o dormente pode ser uma solução para esse problema de simulação do grampo.

Na determinação da rigidez da mola, considerando apenas a palmilha amortecedora para dormente de concreto, simulou-se o apoio e o atuador rígidos, o que resultou numa rigidez maior do que aquela encontrada na simulação da fixação completa. Isso ocorreu porque na simulação completa, assim como em ensaios reais onde todo o sistema é comprimido, havendo também a deformação do dormente, influenciando no resultado final, principalmente se este for de madeira. Tal fato também foi explicado por SPADA (2003, pág. 116),

“a rigidez da fixação é o parâmetro que expressa a compressão entre o topo do trilho e a base do dormente. Para dormentes de madeira, a principal contribuição é a compressão do próprio dormente, enquanto que em dormentes de concreto a principal contribuição é da almofada posicionada entre o trilho e o dormente.”

No entanto, tal ponderação deve ser adotada com cautela em simulações numéricas, visto que na maioria dos casos existe a consideração individual da deformação do dormente, discretizado em elementos finitos. Considerar a deformação do dormente e

definir a rigidez da fixação como mola, obtida também levando em conta a deformação do dormente é um erro.

Deve-se aplicar a rigidez individual do sistema de fixação independente do material do dormente, quando este é discretizado. Isso implica na necessidade de uma pesquisa mais aprofundada que resulte na geração de uma metodologia que agrupe rigidez com tipo de fixação e não rigidez com tipo de dormente, ou ambos. Existem fixações específicas para dormentes de madeira como o prego de linha, mas o Pandrol e-Clip (estudado na presente tese) é empregado em dormentes de madeira e concreto. O material do dormente por si só já possui sua rigidez. Portanto, ou se considera o conjunto ou cada elemento de maneira separada, o que é mais correto.

Em conclusão, nas simulações da presente tese utilizou-se como elemento do conjunto de fixação apenas o dispositivo de apoio. O grampo tem como principal função segurar o trilho ao dormente, que nas simulações realizadas foi convertido em um comando de união perfeita, o que também não ocorre na prática, mas considerou-se mais eficiente do que a utilização de molas.

5.1.5 O estado plano de deformações da via permanente ferroviária

A partir de uma geometria em 3D, tendo-se uma configuração repetitiva ao longo de um eixo, como é o caso de um pavimento, é possível a redução do problema para uma geometria em 2D, devendo essa ser apresentada em um estado plano de deformações. O estado plano de tensões é válido para elementos de pouca espessura, como placas finas, sendo $\sigma_{33} = \tau_{23} = \tau_{13} = 0$. Já o estado plano de deformações é válido para situações onde uma das dimensões é muito maior do que as outras duas, como barragens e pavimentos (Figura 5.12), havendo uma seção transversal de simetria, onde $\epsilon_{33} = \gamma_{23} = \gamma_{13} = 0$. No estado plano de deformações existe a tensão σ_{33} , definida conforme a equação (5.4).

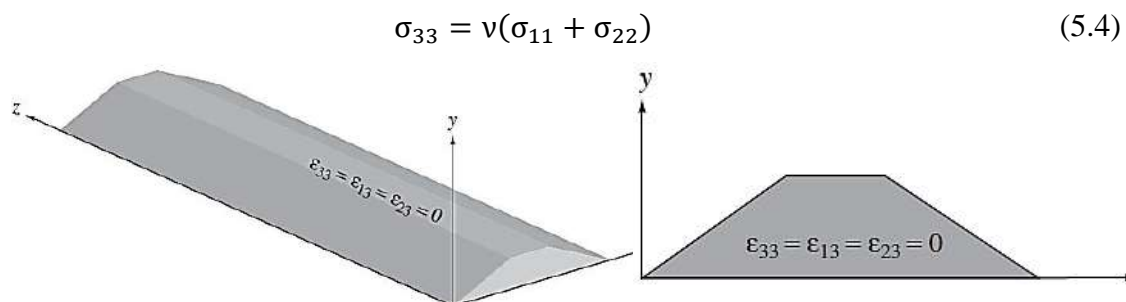


Figura 5.12 – Estrutura tridimensional de um pavimento apresentado em um estado plano de deformações

Fonte: HELWANY, 2007

No modelo em 2D do pavimento ferroviário, recomenda-se considerar o plano de análise passando pelo eixo do dormente, sendo essa a situação mais crítica de carregamento para todas as camadas do pavimento, exceto para o trilho, que sofre com a flexão no sentido longitudinal, como foi visto na seção 5.1.2.

No caso do pavimento ferroviário, existem algumas peculiaridades que devem ser consideradas. Nas rodovias as camadas podem ser consideradas contínuas no sentido longitudinal, mas nas ferrovias lastreadas, apesar de haver algum contato do trilho com o lastro, a distribuição de tensões para o lastro deve ser considerada passando pelos dormentes, que têm determinado espaçamento entre as unidades (Figura 5.13), não sendo uma camada contínua no sentido longitudinal. Deve-se atentar para a alteração geométrica da camada de dormentes, com influência em sua rigidez.



Figura 5.13 – Vista longitudinal do pavimento ferroviário, aspecto de contato dos trilhos e dormentes no lastro

Algebricamente, para uma seção retangular, para se manter a compatibilidade da geometria do dormente do modelo em 3D para um estado plano de deformações (2D) e por consequência a sua rigidez, pode-se alterar o módulo de elasticidade com base na equação (5.5). De maneira similar, o ABAQUS 2016 tem uma opção para a definição do comprimento do elemento em simulação no sentido longitudinal (Figura 5.14), dentro da janela de edição da seção, denominada “*Plane stress/strain thickness:*”.

$$E_{3D} I_{3D} = E_{2D} I_{2D} \rightarrow E_{3D} \frac{b_{3D} h^3}{12} = E_{2D} \frac{b_{2D} h^3}{12} \quad (5.5)$$

$$E_{2D} b_{2D} = E_{3D} b_{3D} \rightarrow E_{2D} = E_{3D} \frac{b_{3D}}{b_{2D}}$$

Onde:

E_{3D} = módulo de elasticidade do dormente no modelo em 3D [F][L]⁻²;

E_{2D} = módulo de elasticidade do dormente no modelo em 2D [F][L]⁻²;

I_{3D} = momento de inércia do modelo em 3D [L]⁴;

I_{2D} = momento de inércia do modelo em 3D [L]⁴;

h = altura do dormente [L];

b_{3D} = largura do dormente em 3D, geralmente em torno de 20 cm [L];

b_{2D} = largura do dormente em 2D, no ABAQUS e em outros softwares de elementos finitos normalmente considerado unitário [L].

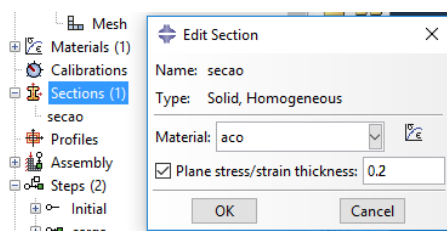


Figura 5.14 – Opção para alteração do comprimento do elemento no software ABAQUS

No estado plano de deformações geralmente o carregamento não varia ao longo do alinhamento longitudinal e também não é possível aplicar uma componente normal a essa direção. Porém, no pavimento ferroviário o carregamento varia ao longo do sentido longitudinal, no topo dos trilhos as rodas aplicam forças pontuais e espaçadas, sendo tais carregamentos distribuídos aos dormentes com base na rigidez dos trilhos.

Para considerar o carregamento aproximado que deverá atuar no dormente da geometria em 2D, recomenda-se analisar a distribuição dos carregamentos nos dormentes adjacentes ao dormente central carregado, geralmente suficiente 2 unidades para cada lado (ver seção 3.5), totalizando 5 dormentes. Para um determinado espaçamento entre dormentes, determina-se a percentagem do carregamento que cada unidade recebe em relação à solicitação total de um eixo, somando as parcelas de carga em relação aos dormentes adjacentes para os demais eixos de carga, levando em conta as áreas de influência dos bulbos de tensões até o topo do subleito, assunto abordado no Capítulo 3.

Como já foi demonstrado na Figura 3.21, Figura 3.22 e na revisão bibliográfica do estudo de TALBOT (1918, 1941)⁵ na seção 3.7, geralmente o dormente sob carga mais os dois dormentes adjacentes totalizam aproximadamente 90 % do carregamento total de um eixo, com os dois adjacentes ao dormente sob carga participando efetivamente do bulbo de tensões. A Figura 5.15 exemplifica melhor a situação com um espaçamento entre dormentes igual a 60 cm, uma distância entre eixos de um mesmo truque igual a 1,8 m e uma distribuição de carregamentos para os dormentes corroborando com aquela apresentada por MEDINA e MOTTA (2015) e KLINCEVICIUS (2011).

Para um espaçamento usual entre dormentes igual a 60 cm e trilhos maiores que o TR-57, conforme a ABNT NBR 11709 (2015), reduz-se o carregamento sobre o dormente mais solicitado em 50 % (valor conservador, visto que na Figura 5.15 este valor aproxima-se de 40 %). Caso seja considerado um coeficiente de impacto/dinâmico no dimensionamento do pavimento, geralmente igual a 2 (dois), a carga final de projeto

coincidentemente será igual à carga de roda, visto que ao mesmo tempo que ela é majorada em 2, é minorada pelo coeficiente de distribuição de aproximadamente 0,5 (50 %), isso sem considerar o coeficiente dinâmico.

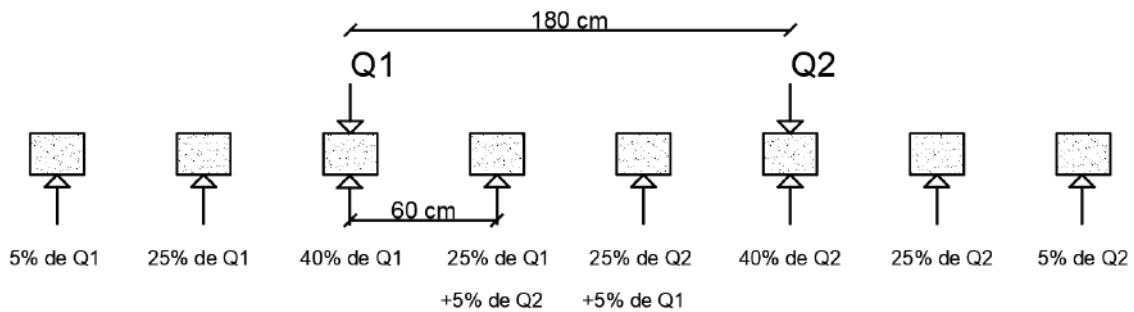


Figura 5.15 – Esquema de distribuição de carregamentos em dormentes

Esse é um cálculo comum no dimensionamento da via permanente, que geralmente apresenta valores de carga acima do real, a favor da segurança. No entanto, como foi visto no Capítulos 3, outra maneira de calcular o carregamento final atuante é considerar a redução de 50 % em relação a carga da roda Q, atuante no dormente mais solicitado, além de um coeficiente dinâmico igual a 1,4. Exemplificando, para uma carga de roda igual a 160 kN, no dormente mais solicitado haveria uma força de aproximadamente 112 kN, 70 % do total, isso sem considerar o fator de impacto, apenas o coeficiente dinâmico.

Outra maneira de considerar o carregamento concentrado é aplicando uma relação da distância entre dormentes (a) e a distância entre eixos de um mesmo truque (D), conforme a equação (5.6). Essa relação é interessante pois quanto menor D, maior a força P considerada (concentração dos carregamentos dos eixos adjacentes) e quanto maior a distância entre dormente, maior a força P considerada (maiores distâncias entre dormentes dificultam a distribuição das tensões, centrando-as no dormente sob carga). Para valores usuais, $a = 0,6$ m e $D = 1,8$ m, essa relação resulta em 0,33, que multiplicada pelo coeficiente dinâmico 1,4 e o coeficiente de impacto 2 resulta em aproximadamente 1.

$$P = Q \frac{a}{D} \quad (5.6)$$

Onde:

P = carregamento a ser considerado [F];

Q = carregamento da roda [F];

a = distância entre centro dos dormentes [L];

D = distância entre eixos de um mesmo truque [L].

Em resumo, é justificável a utilização de um coeficiente igual a 0,7 como multiplicador da carga estática de uma roda para se definir a carga total atuante no

dormente de uma simulação em 2D, que somada com as contribuições dos dormentes adjacentes, praticamente torna o coeficiente igual a 1 (um), resultando em uma carga P atuante na análise em 2D equivalente à própria carga da roda Q , uma consideração conservadora e a favor da segurança.

5.1.6 O estudo de convergência da malha 2D em MEF

As simulações desta pesquisa foram processadas utilizando um microcomputador com processador Intel® Core™ i7-2670QM @ 2,2 GHz, sistema operacional Windows 10 - 64 bits, 16 GB de memória DDR3 1600 MHz e disco rígido SSD SATA III. O programa de MEF foi o ABAQUS/CAE, versão 6.16, ano 2016.

Na procura de uma malha otimizada em elementos finitos, nos testes iniciais realizados pelo autor da presente pesquisa constatou-se que modelos em 3D, quando aplicados critérios elastoplásticos, requeriam em torno de 6 h de esforço computacional para a convergência dos resultados, alcançando mais de um dia quando detalhes das fixações foram adicionados. Isso quer dizer que as 768 simulações definidas na seção 5.1.8 demandariam um tempo de processamento estimado em 4608 h ou 576 dias de trabalho, inviabilizando a solução em 3D com o tempo disponível.

Foram realizados testes em pavimentos em 3D com diferentes quantidades de dormentes (3, 5, 7, 11 e 22), além de seções longitudinais completas e seccionadas simetricamente. Pavimentos com 7 dormentes mostraram boa resposta para carregamentos de um eixo no dormente central, mas insuficientes caso fosse necessário a análise de mais de um eixo. Pavimentos seccionados mostraram não ser realistas nos casos de bitola estreita em virtude da perda de influência dos bulbos de tensões adjacentes.

Em uma análise de convergência mais detalhada, a partir de inúmeros testes, verificou-se que o ponto crítico do pavimento ferroviário é o contato dormente-lastro. No pavimento em 3D com 7 dormentes, o detalhamento da malha nessa região demandou um esforço computacional viável para um pequeno número de simulações, mas inviável para uma quantidade significativa de simulações, caso desta pesquisa.

Dada a quantidade de simulações a serem realizadas, chegou-se à conclusão da necessidade de utilização de um modelo em 2D em estado plano de deformações. Além de facilitar o contorno da região dormente-lastro e uma malha satisfatória para a convergência utilizando critérios elastoplásticos, a malha em 2D possibilitou a significativa redução no número de graus de liberdade do problema, facilitando a

implantação numérica do modelo de GUIMARÃES (2009) e consequentemente o tempo de simulação.

Para o estudo de convergência foi desenvolvido um pavimento padrão com 30 cm de lastro, 20 cm de sublastro e 3 m de subleito, sendo simulados 16 pavimentos com o aumento gradativo do número de elementos finitos. Da Figura 5.16 até a Figura 5.23 é possível verificar o passo-a-passo do estudo realizado e em cada figura observa-se dois pavimentos, cada um simulado separadamente (é apresentado apenas uma parte simétrica). Uma vez que o modelo em 2D já forneceu velocidade de simulação com o poder computacional utilizado, não houve preocupação com menor discretização na parte mais profunda do subleito.

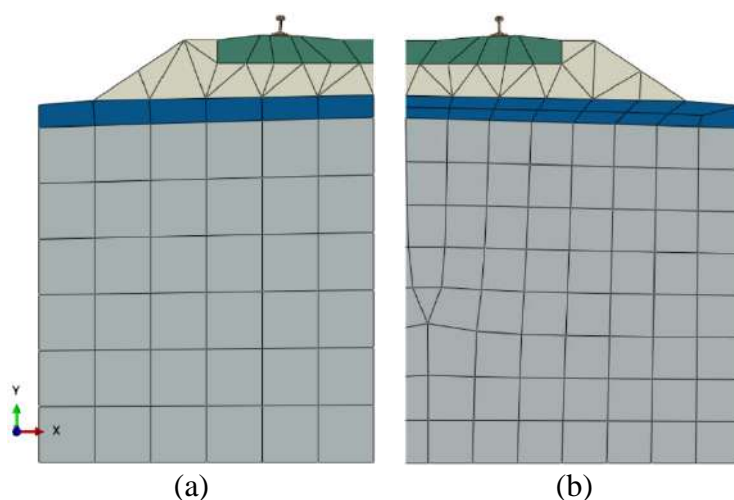


Figura 5.16 – Simulação: (a) 1 com 220 elementos; (b) 2 com 293 elementos

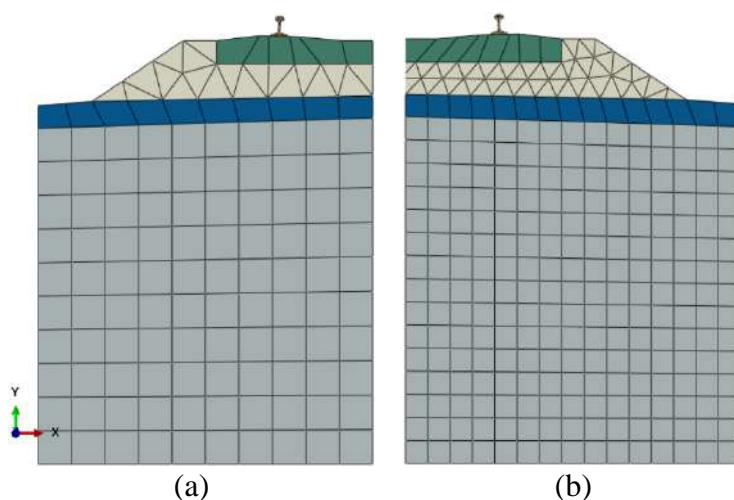


Figura 5.17 – Simulação: (a) 3 com 370 elementos; (b) 4 com 699 elementos

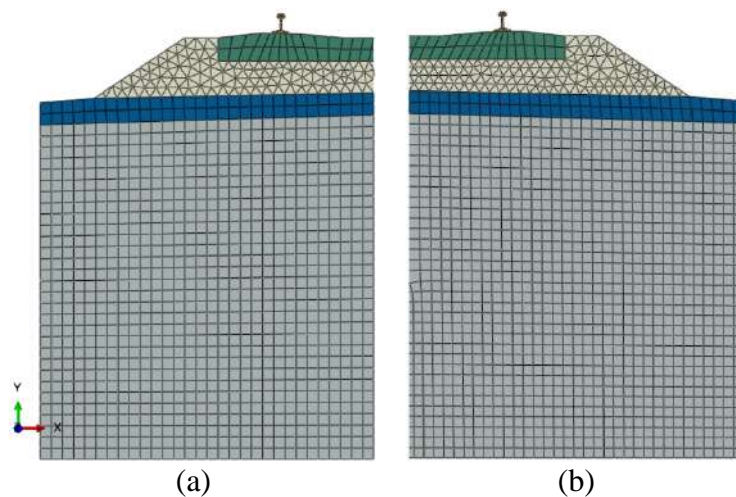


Figura 5.18 – Simulação: (a) 5 com 2.479 elementos; (b) 6 com 2.947 elementos

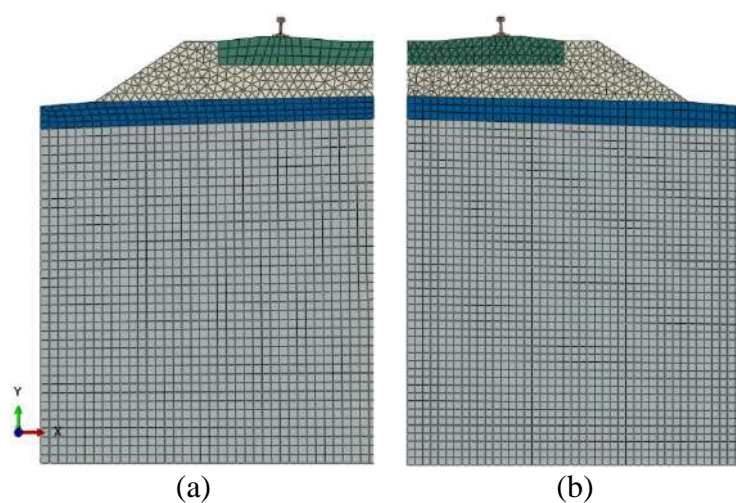


Figura 5.19 – Simulação: (a) 7 com 3.950 elementos; (b) 8 com 5.048 elementos

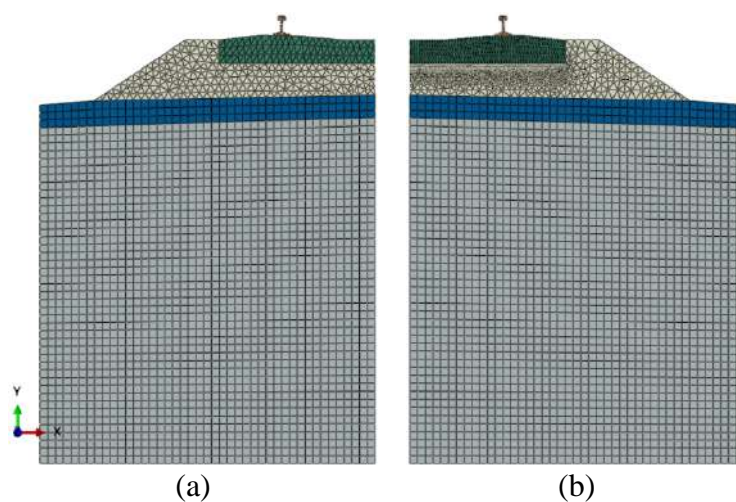
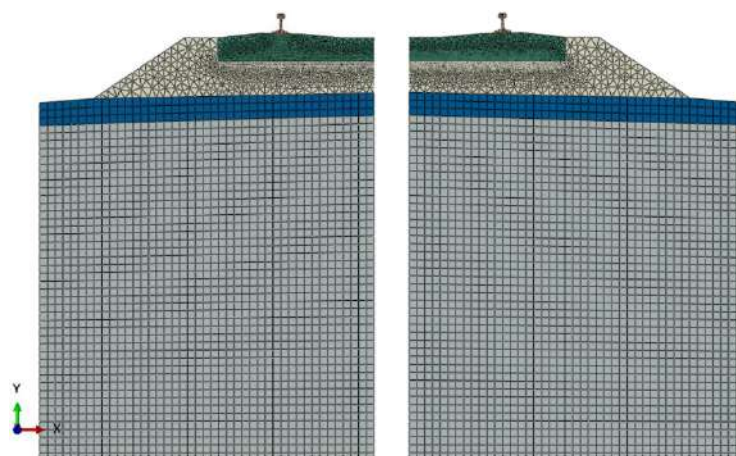


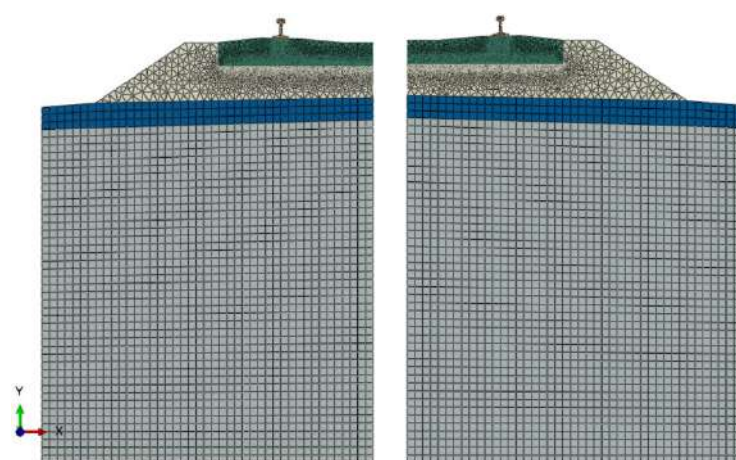
Figura 5.20 – Simulação: (a) 9 com 5.117 elementos; (b) 10 com 11.116 elementos



(a)

(b)

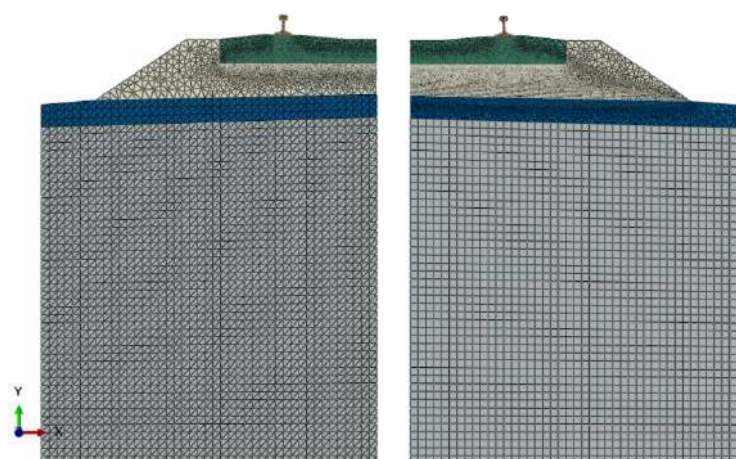
Figura 5.21 – Simulação: (a) 11 com 15.692 elementos; (b) 12 com 26.160 elementos



(a)

(b)

Figura 5.22 – Simulação: (a) 13 com 31.980 elementos; (b) 14 com 39.882 elementos



(a)

(b)

Figura 5.23 – Simulação: (a) 15 com 35.936 elementos; (b) 16 com 64.894 elementos

Da Figura 5.24 até a Figura 5.26 é possível verificar os resultados dos parâmetros analisados em cada uma das 16 simulações. A deflexão sob o patim do trilho e a máxima tração sob o dormente convergiram na simulação nº 11, com 15.692 elementos. A máxima

compressão no topo do dormente e do lastro convergiram na simulação nº 13, com 31.980 elementos. A máxima compressão no topo do sublastro convergiu na simulação nº 10 e a máxima compressão no topo do subleito na simulação nº 11.

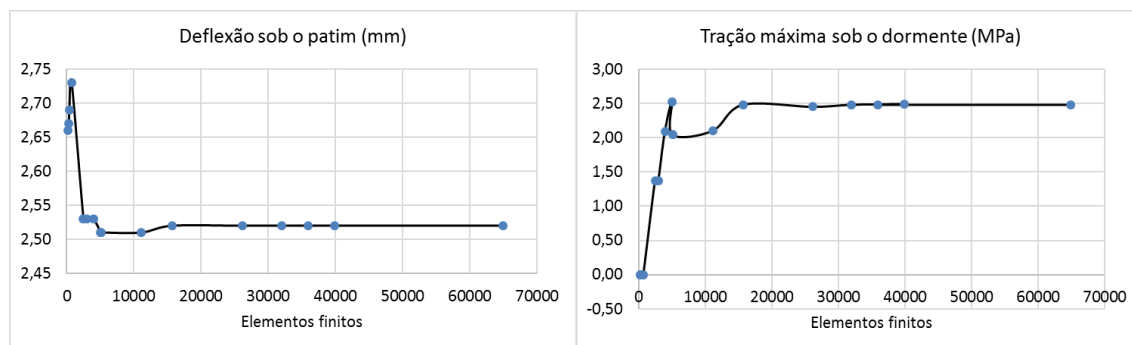


Figura 5.24 – Resultados de deflexão e tração no dormente do estudo de convergência

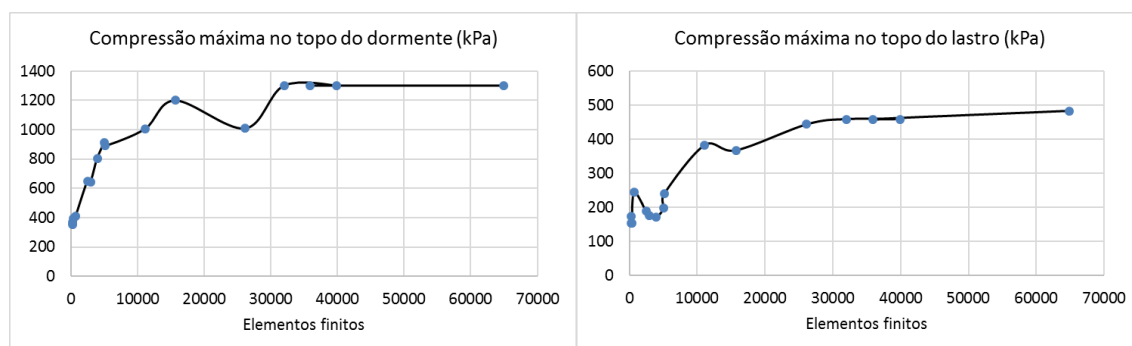


Figura 5.25 – Resultados de compressão no dormente e no lastro do estudo de convergência

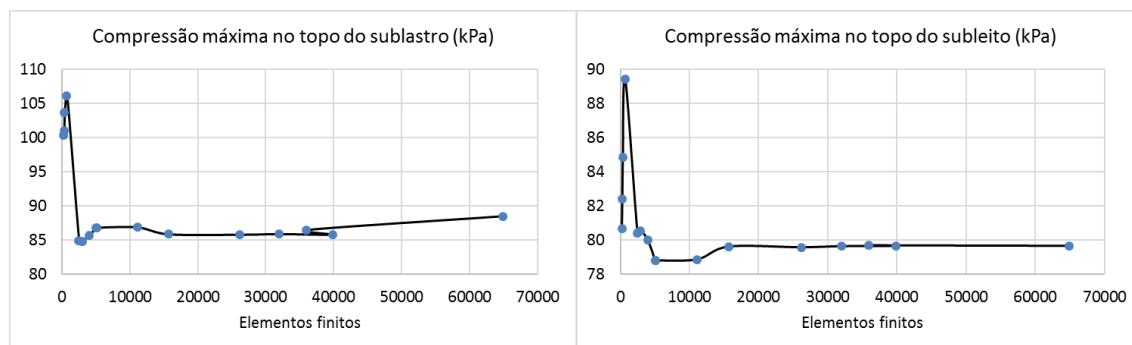


Figura 5.26 – Resultados de compressão no sublastro e no subleito do estudo de convergência

Portanto, considerou-se a simulação 13, com 31.980 elementos, a mais adequada para servir como base para as demais simulações procedidas nesta pesquisa. O quantitativo de referência para cada componente da via permanente é apresentado na Tabela 5.7. Para a parametrização das propriedades apresentadas na seção 5.1.8, variações na geometria do pavimento padrão ocorreram, resultando em alterações do quantitativo de elementos finitos, mas que não alteraram de forma significativa em relação ao estudo de convergência realizado exploratoriamente.

Tabela 5.7 – Quantidade de referência de elementos finitos para a simulação do pavimento ferroviário conforme estudo de convergência no modelo em 2D

Componente do pavimento	Número de elementos finitos no pavimento completo
Trilhos	186 e modelo elástico linear
Dispositivos de apoio	152 e modelo elástico linear
Dormente	18.068 e modelo elástico linear
Lastro	9.618 e modelo elástico linear com critério de escoamento de Drucker-Prager
Sublastro	258 e modelo de GUIMARÃES (2009) considerando brita graduada com 150.000 repetições de carga
Subleito	3.698 e modelo de GUIMARÃES (2009) considerando argila ou areia com 150.000 repetições de carga
Todos elementos utilizados foram do tipo CPE3, triangular em estado plano de deformação, com 3 nós e 6 graus de liberdade (2 para cada nó).	

No ABAQUS 2016 o elemento CPE3 é escolhido automaticamente pelo software ao se definir o estado plano de deformações com geometria triangular.

5.1.7 A implementação do modelo de GUIMARÃES (2009) no ABAQUS

Considerando o modelo de GUIMARÃES (2009), equação (3.89), adequado para simular as deformações do sublastro e subleito de solos brasileiros, conforme demonstrado na seção 3.11, as camadas dos pavimentos ferroviários simulados nesta tese consideraram:

- trilhos, dormente, placas de apoio ou palmilhas amortecedoras – modelo elástico linear, já implementado no software ABAQUS 2016;
- lastro – modelo elástico linear e critério de escoamento de Drucker-Prager, já implementado no software ABAQUS 2016;
- sublastro – modelo de GUIMARÃES (2009), com parâmetros Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 de brita graduada, $R^2 = 0,951$, apresentados na Tabela 3.10, não implementado no software ABAQUS 2016;
- subleito – modelo de GUIMARÃES (2009), com parâmetros Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 da argila de Ribeirão Preto ($R^2 = 0,986$) e areia Argilosa do ES ($R^2 = 0,909$), apresentados na Tabela 3.10.

Conforme DUNNE e PETRINIC (2005), para a implementação de um modelo constitutivo no software ABAQUS, deve ser fornecida a matriz Jacobiana do material, generalizada na equação (5.7). Tal procedimento é realizado por intermédio da rotina UMAT, utilizando a linguagem de programação FORTRAN.

$$\frac{\partial \Delta \sigma}{\partial \Delta \varepsilon} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \Delta \sigma_{11}}{\partial \Delta \varepsilon_{11}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{11}}{\partial \Delta \varepsilon_{22}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{11}}{\partial \Delta \varepsilon_{33}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{11}}{\partial \Delta \gamma_{12}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{11}}{\partial \Delta \gamma_{23}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{11}}{\partial \Delta \gamma_{31}} \\ \frac{\partial \Delta \sigma_{22}}{\partial \Delta \varepsilon_{11}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{22}}{\partial \Delta \varepsilon_{22}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{22}}{\partial \Delta \varepsilon_{33}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{22}}{\partial \Delta \gamma_{12}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{22}}{\partial \Delta \gamma_{23}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{22}}{\partial \Delta \gamma_{31}} \\ \frac{\partial \Delta \sigma_{33}}{\partial \Delta \varepsilon_{11}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{33}}{\partial \Delta \varepsilon_{22}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{33}}{\partial \Delta \varepsilon_{33}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{33}}{\partial \Delta \gamma_{12}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{33}}{\partial \Delta \gamma_{23}} & \frac{\partial \Delta \sigma_{33}}{\partial \Delta \gamma_{31}} \\ \frac{\partial \Delta \tau_{12}}{\partial \Delta \varepsilon_{11}} & \frac{\partial \Delta \tau_{12}}{\partial \Delta \varepsilon_{22}} & \frac{\partial \Delta \tau_{12}}{\partial \Delta \varepsilon_{33}} & \frac{\partial \Delta \tau_{12}}{\partial \Delta \gamma_{12}} & \frac{\partial \Delta \tau_{12}}{\partial \Delta \gamma_{23}} & \frac{\partial \Delta \tau_{12}}{\partial \Delta \gamma_{31}} \\ \frac{\partial \Delta \tau_{23}}{\partial \Delta \varepsilon_{11}} & \frac{\partial \Delta \tau_{23}}{\partial \Delta \varepsilon_{22}} & \frac{\partial \Delta \tau_{23}}{\partial \Delta \varepsilon_{33}} & \frac{\partial \Delta \tau_{23}}{\partial \Delta \gamma_{12}} & \frac{\partial \Delta \tau_{23}}{\partial \Delta \gamma_{23}} & \frac{\partial \Delta \tau_{23}}{\partial \Delta \gamma_{31}} \\ \frac{\partial \Delta \tau_{31}}{\partial \Delta \varepsilon_{11}} & \frac{\partial \Delta \tau_{31}}{\partial \Delta \varepsilon_{22}} & \frac{\partial \Delta \tau_{31}}{\partial \Delta \varepsilon_{33}} & \frac{\partial \Delta \tau_{31}}{\partial \Delta \gamma_{12}} & \frac{\partial \Delta \tau_{31}}{\partial \Delta \gamma_{23}} & \frac{\partial \Delta \tau_{31}}{\partial \Delta \gamma_{31}} \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

No caso específico do modelo de GUIMARÃES (2009), que correlaciona a deformação permanente vertical com o estado triaxial de tensões, a tensão confinante foi considerada igual a $\sigma_{33} = \sigma_{22}$, em virtude da geometria do ensaio na câmara triaxial utilizada, sendo σ_{11} a tensão vertical. Já nas simulações numéricas procedidas nesta tese, as tensões σ_{11} , σ_{22} e σ_{33} têm magnitudes diferentes pela própria natureza do pavimento ferroviário simulado, com valores fornecidos internamente pelo ABAQUS durante o processamento do problema. Para tentar contornar esse problema a tensão confinante foi considerada igual a tensão normal octaédrica (σ_{oct}), equação (5.8), calculada milhares de vezes para cada ponto da malha de elementos finitos.

$$\sigma_{oct} = \sigma_1 \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \right)^2 + \sigma_2 \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \right)^2 + \sigma_3 \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \right)^2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (5.8)$$

É importante mencionar que os parâmetros Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 do modelo de GUIMARÃES (2009) foram obtidos para uma tensão confinante (σ_{33}) de mesma magnitude ao longo de todo o perímetro do corpo de prova, inserido na câmara triaxial. Ao se trocar $\sigma_{33} = \sigma_{22}$ por σ_{oct} pode ser necessário alterar também o valor dos parâmetros Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 para manter a compatibilidade do modelo, o que não foi realizado para esta tese, podendo resultar em pequenas variações nos valores calculados.

A partir da Lei de Hooke Generalizada, inseriu-se a equação (3.89) do modelo de GUIMARÃES (2009) na parte vertical do sistema matricial, estabelecendo-se a nova relação tensão vs deformação constitutiva, apresentada na equação (5.9). Como o eixo nº 2 do sistema coordenado 1-2-3 é o vertical, para fins de compatibilização da notação de eixos do estado plano de deformações simulado, o modelo de GUIMARÃES (2009) foi

inserido correlacionando a tensão σ_{22} e a deformação ε_{22} . Fazendo $H =$

$\frac{\Psi_1}{100 \sigma_{22}} \left(\frac{\sigma_{\text{conf}}}{\sigma_{\text{ref}}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{\text{ref}}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4}$, tem-se então a equação (5.10).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{\Psi_1}{100 \sigma_{22}} \left(\frac{\sigma_{\text{conf}}}{\sigma_{\text{ref}}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{\text{ref}}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

Onde:

$\sigma_d = \sigma_{22} - \sigma_{\text{conf}} = \text{tensão desvio [F][L]}^{-2}$;

$\sigma_{\text{conf}} = \text{tensão de confinamento [F][L]}^{-2}$;

$\sigma_{11} = \text{tensão longitudinal à via no estado plano de deformações [F][L]}^{-2}$;

$\sigma_{22} = \text{tensão vertical à via no estado plano de deformações [F][L]}^{-2}$;

$\sigma_{33} = \text{tensão transversal à via no estado plano de deformações [F][L]}^{-2}$.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & H & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Compreende-se que a inserção direta do modelo de GUIMARÃES (2009) na Lei de Hooke Generalizada, parcela na equação (5.10) denominada H , desenvolvido especificamente para a previsão de deformações permanentes, possa ser considerada equivocada por muitos pesquisadores, mas a intenção é realmente a substituição consciente de toda parcela da deformação elástica vertical pelo modelo, não sendo efetuada a somatória individual da parcela elástica mais a parcela plástica para o cálculo da deformação vertical total. Está sendo considerado também que a parcela elástica da deformação vertical do sublastro e subleito é muito pequena frente à deformação

permanente, intencionalmente majorando a magnitude do deslocamento vertical calculado.

Como a matriz de elasticidade é o inverso da matriz de flexibilidade (5.10), calculando-a, obtém-se a relação constitutiva apresentada na equação (5.11), que se verificada matematicamente, confirma-se que se trata da matriz Jacobiana do material. No caso de um material elástico linear e isotrópico, após resoluções matemáticas, verifica-se que a matriz Jacobiana coincide com a matriz de elasticidade.

Na presente pesquisa esta matriz foi inserida no software ABAQUS por intermédio da rotina UMAT, programada em linguagem FORTRAN, com algoritmo base disponível no manual do software ABAQUS e o código fonte desenvolvido pelo autor da presente tese, apresentado no Anexo B – Programa em Fortran para implementação da rotina UMAT, incorporando o modelo de GUIMARÃES (2009).

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E(v^2 - EH)}{2v^2 + 2v^3 - EH + EHv^2} & -\frac{Ev}{2v^2 + EHv - EH} & -\frac{E(v^2 + EHv)}{2v^2 + 2v^3 - EH + EHv^2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{Ev}{2v^2 + EHv - EH} & \frac{E(v - 1)}{2v^2 + EHv - EH} & -\frac{E(v^2 + EHv)}{2v^2 + 2v^3 - EH + EHv^2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{E(v^2 + EHv)}{2v^2 + 2v^3 - EH + EHv^2} & -\frac{Ev}{2v^2 + EHv - EH} & \frac{E(v^2 - EH)}{2v^2 + 2v^3 - EH + EHv^2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

Uma questão geralmente não encontrada na literatura específica é como fazer para que o software ABAQUS 2016 consiga compilar subrotinas UMAT. Na verdade, o próprio manual do programa não explica em detalhes os procedimentos necessários, o que demandou grande tempo de pesquisa do autor desta tese, sendo o passo a passo apresentado a seguir:

- Após a instalação do software ABAQUS 2016, deve-se instalar também os softwares Microsoft Visual Studio 2013 e o Intel Parallel Studio XE 2015 (compilador das linguagens FORTRAN e C++). Não adianta instalar as versões mais recentes dos dois programas, pois o ABAQUS 2016 só consegue se comunicar com os demais programas até as versões mencionadas;
- Ao final da instalação do Intel Parallel Studio XE 2015, o programa irá fornecer uma opção para "linkar" automaticamente com o Microsoft Visual Studio 2013. Essa etapa é importante e carece da prévia instalação do Microsoft Visual Studio 2013;
- O Intel Parallel Studio XE 2015 instala dois arquivos no computador, o ifort.exe que é o compilador e um "assistente", o ifortvars.bat. O caminho para o arquivo ifortvars.bat geralmente é "C:\Program Files (x86)\Intel\Composer

XE 2015\bin\ifortvars.bat” e o caminho para o ifort.exe geralmente é “C:\Program Files (x86)\Intel\Composer XE 2015\bin\intel64\ifort.exe”. É necessário adicionar tais caminhos nas “Variáveis do Ambiente → Variáveis do Sistema” do sistema operacional Windows, dentro da variável "path", opção acessível por intermédio da opção “Configurações avançadas do sistema”, dentro do “Painel de Controle”;

- d) Na variável “path” não se explicita os arquivos mencionados, adicionando apenas os caminhos absolutos “C:\Program Files (x86)\Intel\Composer XE 2015\bin” e “C:\Program Files (x86)\Intel\Composer XE 2015\bin\intel64”;
- e) O próximo passo é identificar o caminho para os arquivos vcvarsall.bat, instalado pelo programa Microsoft Visual Studio 2013, geralmente em “C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 12.0\VC\vcvarsall.bat” e ipsxe-comp-vars.bat, instalado pelo programa Intel Parallel Studio XE 2015, geralmente em "C:\Program Files (x86)\Intel\Composer XE 2015\bin\ipsxe-comp-vars.bat";
- f) Deve-se editar o arquivo “C:\SIMULIA\Commands\abaqus.bat” ou equivalente, instalado pelo programa ABAQUS 2016, para conter as seguintes instruções:

@echo off

@call ifortvars.bat intel64 vs2013

@call "C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 12.0\VC\vcvarsall.bat" x64

@call "C:\Program Files (x86)\Intel\Composer XE 2015\bin\ipsxe-comp-vars.bat"

intel64 vs2013

*"C:\SIMULIA\Commands\abq2016hf3.bat" %**

- g) Nesse estágio deve-se verificar se o ABAQUS 2016 já está conseguindo compilar a subrotina UMAT. Para tanto, no Prompt de Comando do Windows (CMD) executar a instrução “abaqus verify -all”, sem aspas;
- h) Por fim, adicionar o seguinte comando no atalho do Abaqus/CAE (na tela inicial do programa ABAQUS deverá existir a chamada do Intel Parallel Studio XE 2015):

"C:\Program Files (x86)\Intel\Composer XE 2015\bin\ifortvars.bat" intel64 vs2013 &&

C:\SIMULIA\CAE\2016.HF3\win_b64\resources\install\cae\launcher.bat cae // pause

- i) Dentro do programa ABAQUS, antes da execução do comando de processamento (*submit*), deve-se apontar o caminho para o arquivo com o código fonte em FORTRAN, conforme exemplifica a Figura 5.27.

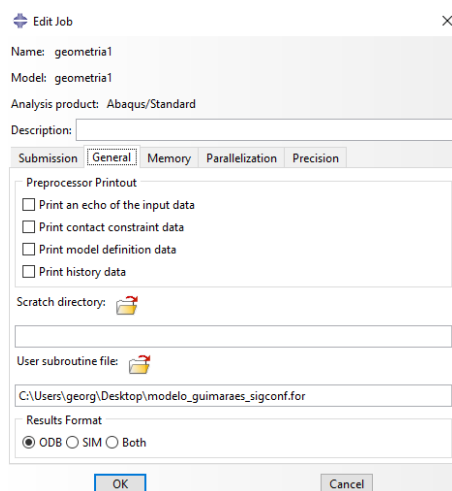


Figura 5.27 – Demonstração da janela do programa Abaqus/CAE onde o arquivo com o código fonte da subrotina UMAT deve ser informado

É importante mencionar que o manual do programa ABAQUS 2016 informa da possibilidade de programar o subrotina UMAT também na linguagem C++. No entanto, foram realizados diversos testes sem sucesso, ficando como sugestão à futuros pesquisadores desconsiderarem essa opção. Na opinião do autor da presente tese, o manual do ABAQUS 2016 deveria aprofundar mais nessa área, por exemplo informando da incompatibilidade com versões mais recentes dos programas Microsoft Visual Studio 2013 e o Intel Parallel Studio XE 2015, o que custou dias improdutivos, tornando realmente relevante as informações aqui contidas, não encontradas em nenhuma outra literatura.

Antes da efetiva implementação do modelo de GUIMARÃES (2009), foi desenvolvida uma subrotina UMAT com um modelo elástico linear. Simulou-se uma simples estrutura retangular com dimensões de 2 x 1 m (altura x largura) de apenas um elemento finito e quatro nós, comparando os resultados de tensão, deslocamento e deformação dessa subrotina linear, com a opção padrão do programa e com cálculos manuais utilizando a Lei de Hooke. Todos apresentaram o mesmo resultado, validando os procedimentos de programação e implementação da subrotina UMAT.

Na segunda etapa do teste do acoplamento simulou-se a mesma simples estrutura retangular, mas com a subrotina UMAT contendo o modelo de GUIMARÃES (2009), sendo o material a Argila de Ribeirão Preto por possuir o melhor R^2 da Tabela 3.10, com $MR = 150 \text{ MPa}$, $\sigma_d = 150 \text{ kPa}$, $\sigma_1 = 50 \text{ kPa}$ e $N=1$. Comparando os resultados, obteve-se

um deslocamento vertical de 2,28 mm para o cálculo manual e 2,53 mm para a simulação em MEF. Verificou-se que tal diferença ocorre em função da tensão confinante σ_{oct} ser diferente da tensão confinante imposta, $\sigma_3 = \sigma_2$ por GUIMARÃES (2009), correção realizada conforme explicado anteriormente, já sendo esperado uma pequena variação entre os deslocamentos verticais.

No terceiro teste do acoplamento, foram procedidas simulações de um bloco de solo com 2 m de profundidade e 1 m² de área (simulando um bloco do subleito), com 2.500 elementos finitos, utilizando os parâmetros da Laterita Acre (Tabela 3.10), com MR igual a 450 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3, propriedades obtidas em GUIMARÃES (2009). Comparou-se os resultados com diferentes números de repetições de carga e um modelo estritamente elástico linear (Tabela 5.8), todos solicitados a uma tensão normal de 200 kPa. Além do esperado aumento do deslocamento com o aumento do número de repetições de carga, os valores encontrados estão dentro da ordem de grandeza esperada para pavimentos, principalmente tomando-se como referência o resultado elástico linear.

Tabela 5.8 – Terceiro teste do acoplamento do modelo de GUIMARÃES (2009)

Carga	Deslocamento vertical no modelo (mm):				
	Elástico linear	Guimarães com N = 1	Guimarães com N = 50.000	Guimarães com N = 150.000	Guimarães com N = 5.000.000
200 kPa	0,81	1,37	2,18	2,29	2,66

Na Tabela 5.8 verifica-se ainda que a simulação com N=1 resultou em deflexão superior ao modelo elástico linear, demonstrando que mesmo para um único carregamento, o modelo de GUIMARÃES (2009) pode proporcionar maiores valores de deflexão em relação ao modelo elástico linear. Esse resultado pode ser preferível dependendo do tipo de análise, pois é sabido que em cada ciclo de carga existe uma parcela elástica e outra plástica no deslocamento vertical total.

Ao empregar o modelo de GUIMARÃES (2009) na presente pesquisa para as camadas de sublastro e subleito, foi considerado N = 150.000 repetições de carga, número considerado suficiente para a acomodação das camadas geotécnicas e equivalente a passagem de um trem de 100 vagões por dia durante o período de um ano, resultando propositalmente em deflexões de maior magnitude e que na verdade refletem a deformação permanente do sublastro e subleito após este número de ciclos, considerados então estabilizados.

No quarto teste, comparou-se resultados de deformações permanentes do modelo com alguns ensaios triaxiais reais realizados por GUIMARÃES (2009) em corpos de prova 10x20 cm. A Tabela 5.9 apresenta comparações dos valores utilizando parâmetros da Laterita Acre, na Tabela 5.10 a Areia argilosa do Espírito Santo e na Tabela 5.11 a comparação de valores da Brita graduada de Chapecó. Os módulos de resiliência utilizados são representativos de cada material, obtidos em GUIMARÃES (2009).

Os resultados obtidos nas simulações em relação aos ensaios reais apresentam em algumas situações diferença percentual ultrapassando 100 % do valor medido em laboratório, como os CPs 1, 2 e 7 da Tabela 5.11. No entanto, na média dos três materiais simulados é encontrado uma diferença percentual de 32,15 %. Apesar do alto desvio padrão, as magnitudes dos deslocamentos das simulações são da mesma ordem de grandeza dos ensaios reais. O próprio GUIMARÃES (2009) encontrou variações da ordem de 93 % nos deslocamentos em ensaios triaxiais de um mesmo material sob o mesmo estado de tensão, como os CPs 6 e 9 da Tabela 5.9. Por se tratar de um material geotécnico é de se esperar dificuldade em se obter os mesmos deslocamentos para diferentes corpos de prova de um mesmo material em diferentes estados de tensão, o que no entender do autor da presente pesquisa não invalida os resultados dos valores encontrados nas simulações no ABAQUS.

Tabela 5.9 – Comparativo entre resultado de ensaios triaxiais reais e simulações, MR = 575,5 MPa; N = 100.000; Laterita Acre

Simulação	σ_{11}	σ_{33}	Deslocamento vertical da simulação (mm)	Deslocamento vertical do ensaio triaxial (mm)	Diferença (%)
CP1	210	105	0,411	0,220	86,83
CP2	315	105	0,499	0,635	-21,46
CP3	420	105	0,581	0,952	-38,97
CP4	263	105	0,457	0,734	-37,80
CP5	450	150	0,667	0,760	-12,24
CP6	250	150	0,509	0,824	-38,20
CP7	350	150	0,590	0,534	10,49
CP8	550	150	0,743	0,816	-8,96
CP9	250	150	0,509	0,328	55,25
CP10	100	50	0,224	---	---
CP11	150	50	0,271	0,236	15,01
CP12	550	150	0,743	---	---
CP14	263	105	0,457	0,598	-23,65
Média					-1,25
Desvio padrão					40,70

Tabela 5.10 – Comparativo entre resultado de ensaios triaxiais reais e simulações, MR = 235 MPa; N = 50.000, Areia argilosa do ES

Simulação	σ_{11}	σ_{33}	Deslocamento vertical da simulação (mm)	Deslocamento vertical do ensaio triaxial (mm)	Diferença (%)
CP1	70	70	0,688	0,645	6,67
CP2	210	70	2,669	5,168	-48,36
CP3	210	70	2,669	3,447	-22,58
CP4	70	70	0,688	0,612	12,42
CP5	70	70	0,688	1,623	-57,61
CP6	70	70	0,688	3,475	-80,20
CP7	210	70	2,669	9,041	-70,48
CP8	210	70	2,669	6,270	-57,43
Média					-39,70
Desvio Padrão					34,76

Tabela 5.11 – Comparativo entre resultado de ensaios triaxiais reais e simulações, MR = 320 MPa para CPs 1,2,3,5,7 e 9; MR = 242 MPa para CPs 4 e 8; MR = 410 MPa para CP 6; N = 50.000, Brita graduada de Chapecó

Simulação	σ_{11}	σ_{33}	Deslocamento vertical da simulação (mm)	Deslocamento vertical do ensaio triaxial (mm)	Diferença (%)
CP1	100	50	0,566	0,255	122,05
CP2	150	50	0,741	0,255	190,61
CP3	200	50	0,889	0,971	-8,43
CP4	160	80	0,751	0,491	52,89
CP5	240	80	0,997	0,784	27,16
CP6	320	80	1,208	1,319	-8,40
CP7	110	105	0,596	0,270	120,83
CP8	315	105	1,167	1,175	-0,71
CP9	420	105	1,418	1,368	3,68
Média					55,52
Desvio padrão					72,26

5.1.8 O método proposto e as simulações realizadas

Como verificado no Capítulo 3, as incertezas na estimativa da deflexão do pavimento ferroviário ainda são grandes. As equações tradicionais geralmente correlacionam apenas a rigidez do trilho, o módulo de via ou o carregamento, deixando de lado aspectos importantes como a bitola, o tipo do dormente, a espessura e as propriedades resilientes das camadas.

É notório que todas as camadas do pavimento ferroviário participam de alguma maneira na deflexão no topo do trilho, mencionando-se as principais variáveis:

- a) o carregamento;
- b) a rigidez do trilho;

- c) o elemento intermediário de apoio do trilho no dormente;
- d) o tipo de dormente e a sua rigidez;
- e) a espessura e as propriedades resilientes do lastro, sublastro e subleito, que a cada solicitação se deformam em uma parcela elástica e outra plástica, propriedades função do estado de tensão a que os materiais estão submetidos;
- f) a bitola;
- g) o espaçamento entre dormentes.

Nesse aspecto, o desenvolvimento de uma metodologia que consiga correlacionar os principais fatores mencionados torna-se relevante. Melhor ainda se tal metodologia for flexível, permitindo a inclusão e/ou exclusão de parâmetros.

Para tal, definido o modelo constitutivo de cada material que compõe o pavimento ferroviário, procedendo simulações de diferentes tipos de pavimentos, em cada uma delas obtem-se a deflexão sob carga. Quanto mais estruturas forem simuladas, maior será o banco de dados e mais aproximada será a equação desenvolvida para a estimativa da deflexão de pavimentos dentre aqueles previamente simulados ou similares.

O passo seguinte é a formação de uma matriz que correlacione os fatores de influência parametrizados. Como a dimensão da deflexão é [L], as parcelas intervenientes com dimensões diferentes devem ser normalizadas para [L]. Para tanto, dado a difusão entre pesquisadores e a dimensão do módulo de via (U), [F][L]⁻², como foi explicado na seção 3.3.3, este foi o escolhido para ser a constante normalizadora.

Portanto, a equação (5.12) mostra como foi procedida a normalização do carregamento para a unidade da deflexão. A equação (5.13) mostra a normalização da rigidez do trilho e do dormente, similar às equações (3.31) e (3.47) de ZIMMERMANN (1888)⁴ e TALBOT (1918-1941)⁵, respectivamente. E a equação (5.14) expressa a normalização procedida para o lastro, sublastro e subleito.

$$\sqrt{\frac{Q}{U}} \rightarrow \sqrt{\frac{\frac{kN}{1}}{\frac{kN}{m^2}}} = \sqrt{\frac{kN}{1} \frac{m^2}{kN}} = \sqrt{m^2} = m \quad (5.12)$$

$$\sqrt[4]{\frac{I_x E_x}{U}} \rightarrow \sqrt[4]{\frac{\frac{m^4 kN}{1 m^2}}{\frac{kN}{m^2}}} = \sqrt[4]{m^4} = m \quad (5.13)$$

$$\frac{Z MR_z}{U} \rightarrow \frac{m \cdot \frac{kN}{m^2}}{\frac{kN}{m^2}} = m \quad (5.14)$$

Onde:

Q = carregamento aplicado [F];

U = módulo de via [F][L]⁻²;

E_x = módulo de elasticidade do trilho ou do dormente [F][L]⁻²;

I_x = momento de inércia do trilho ou do dormente [L]⁴;

Z = espessura da camada de lastro, sublastro ou subleito [L];

M_{Rz} = módulo de resiliência do lastro, sublastro ou subleito [F][L]⁻².

Com as parcelas normalizadas, forma-se o sistema matricial apresentado na equação (5.15). A matriz [A] que correlaciona os fatores de influência é conhecida e o vetor [C] do lado direito da igualdade é formado a partir das deflexões encontradas nas simulações numéricas realizadas, utilizando o MEF ou outro método matemático. É necessário então calcular o vetor produto das incógnitas [a, ..., g]_{7x1}, denominado [X], e devido a complexidade matemática foi utilizando o software MATLAB R2016a, com algoritmo de programação apresentado no Anexo E – Programa em Matlab para a solução do sistema matricial [A].[X]=[C] definido na seção 5.1.8.

$$\begin{bmatrix} \sqrt{\frac{Q_{11}}{U_1}} & \sqrt{\frac{I_{T12} \cdot E_{T12}}{U_1}} & \sqrt{\frac{I_{D13} \cdot E_{D13}}{U_1}} & B_{14} & \frac{L_{15} \cdot ML_{15}}{U_1} & \frac{SL_{16} \cdot MSL_{16}}{U_1} & \frac{SU_{17} \cdot MSU_{17}}{U_1} \\ \sqrt{\frac{Q_{21}}{U_2}} & \sqrt{\frac{I_{T22} \cdot E_{T22}}{U_2}} & \sqrt{\frac{I_{D23} \cdot E_{D23}}{U_2}} & B_{24} & \frac{L_{25} \cdot ML_{25}}{U_2} & \frac{SL_{26} \cdot MSL_{26}}{U_2} & \frac{SU_{27} \cdot MSU_{27}}{U_2} \\ \sqrt{\frac{Q_{31}}{U_3}} & \sqrt{\frac{I_{T32} \cdot E_{T32}}{U_3}} & \sqrt{\frac{I_{D33} \cdot E_{D33}}{U_3}} & B_{34} & \frac{L_{35} \cdot ML_{35}}{U_3} & \frac{SL_{36} \cdot MSL_{36}}{U_3} & \frac{SU_{37} \cdot MSU_{37}}{U_3} \\ \sqrt{\frac{Q_{n1}}{U_n}} & \sqrt{\frac{I_{Tn2} \cdot E_{Tn2}}{U_n}} & \sqrt{\frac{I_{Dn3} \cdot E_{Dn3}}{U_n}} & B_{n4} & \frac{L_{n5} \cdot ML_{n5}}{U_n} & \frac{SL_{n6} \cdot MSL_{n6}}{U_n} & \frac{SU_{n7} \cdot MSU_{n7}}{U_n} \end{bmatrix}_{nx7} \cdot \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \\ d \\ e \\ f \\ g \end{bmatrix}_{7x1} = \begin{bmatrix} def_1 \\ def_2 \\ def_3 \\ \vdots \\ def_n \end{bmatrix}_{nx1} \quad (5.15)$$

Onde:

U_n = módulo de via da enésima simulação [F][L]⁻²;

Q = carregamento aplicado [F];

E_T = módulo de elasticidade do trilho [F][L]⁻²;

I_T = momento de inércia do trilho [L]⁴;

E_D = módulo de elasticidade do dormente [F][L]⁻²;

I_D = momento de inércia do dormente [L]⁴;

B = bitola [L];

L = espessura da camada de lastro [L];

ML = módulo de resiliência do lastro [F][L]⁻²;

SL = espessura da camada de sublastro [L];

MSL = módulo de resiliência do sublastro [F][L]⁻²;

SU = espessura do subleito, recomenda-se considerar entre 2 a 5 m, conforme material [L];

MSU = módulo de resiliência do subleito [F][L]⁻²;

a, b, c, d, e, f, g = constantes a serem determinadas do sistema de matrizes;

def_n = deflexão encontrada no topo do trilho na posição sob carga em cada simulação realizada.

O uso de MR constante para os materiais de lastro, sublastro e subleito foi uma opção para diminuir a complexidade da análise, considerada válida pela condição geométrica do pavimento ferroviário e tendo em vista o nível das tensões atuantes nessas camadas.

A matriz [A] que correlaciona os fatores de influência é flexível e fatores que não precisam ser parametrizados, como constantes de projeto, podem ser descartados e sua respectiva constante no vetor produto das incógnitas considerado igual a zero. É possível também inserir novos fatores, sempre normalizados. A resolução do sistema matricial (5.15) permite a definição das incógnitas [a,...,g] e o desenvolvimento da equação genérica (5.16), que deve ser considerada em módulo.

$$\left| a \sqrt{\frac{Q}{U}} + b \sqrt[4]{\frac{I_T \cdot E_T}{U}} + c \sqrt[4]{\frac{I_D \cdot E_D}{U}} + d \cdot B + e \frac{L \cdot ML}{U} + f \frac{SL \cdot MSL}{U} + g \frac{SU \cdot MSU}{U} \right| = def \quad (5.16)$$

Em resumo, a metodologia proposta contempla as seguintes etapas:

- definição dos parâmetros relevantes que deverão ser utilizados na simulação do pavimento ferroviário, tais como bitola, tipos de trilho, tipos de dormente, características do lastro, sublastro, subleito, etc;
- definição dos valores típicos dos parâmetros que serão analisados parametricamente;
- formação do sistema matricial, utilizando o módulo de via (U) como variável normalizadora para transformar a dimensão das parcelas intervenientes na dimensão desejada (ou outro parâmetro de rigidez do pavimento ferroviário entre os apresentados na seção 3.4);
- realização das simulações dos pavimentos ferroviários parametrizados para a alimentar o vetor das deflexões resultante do sistema [C], utilizando um software capaz de modelar os inúmeros elementos e suas iterações;
- resolução do sistema matricial para obtenção das constantes do vetor [X] e formação da equação genérica para estimar a deflexão, aplicável principalmente no espaço de inferência dos valores assumidos das variáveis selecionadas.

A precisão da equação (5.16) dependerá da quantidade e das variações das propriedades simuladas. Sendo assim, considerando os parâmetros apresentados na seção

2.4 e as características típicas de ferrovias de carga brasileiras, foram parametrizadas as seguintes propriedades:

- a) dois tipos de carregamentos por eixo, 250 kN e 400 kN;
- b) dois tipos de trilhos, TR-57 e TR-68, com $E = 210$ GPa e $\nu = 0,3$;
- c) bitola métrica (1000 mm) e larga com 1600 mm;
- d) dormentes com 2 m de comprimento para bitola métrica e com 2,8 m para bitola larga (a geometria do dormente não é explicitada na matriz da seção 5.1.8, desenvolvida na simulação numérica), sendo de:
 - a. madeira com $E = 13$ GPa, $\nu = 0,3$, 17 cm de altura e 24 cm de largura (momento de inércia igual a 9826 cm^4);
 - b. concreto com $E = 33$ GPa, $\nu = 0,2$, 22 cm de altura e 25 cm de largura (momento de inércia igual a $22.183,33 \text{ cm}^4$);
 - c. Aço com $E = 205$ GPa, $\nu = 0,3$ e 6 cm de altura (seção U transformada para seção retangular de 15 x 6 cm, mantendo-se o momento de inércia de 270 cm^4 , conforme seção 2.2.2.3);
- e) sistema de fixação com metodologia apresentada por RANGEL *et al.* (2015b), resumido na seção 5.1.4, onde ao invés de molas para simular o sistema de fixação, este é discretizado com:
 - a. placa de apoio metálica para dormente de madeira com $E = 205$ GPa, $\nu = 0,3$ e 2 cm de espessura, sendo 30 cm de comprimento para trilho TR-57 e 40 cm para trilho TR-60;
 - b. palmilha polimérica para dormentes de concreto com $E = 1,0$ GPa e $\nu = 0,3$, conforme CANDIAN (2007), 0,5 cm de espessura, sendo 18 cm de comprimento para trilho TR-57 e 20 cm para trilho TR-60;
- f) lastro com espessuras de 25 e 40 cm, MR de 300 e 500 MPa, $\nu = 0,2$, ângulo de dilatação igual a 13° , ângulo de atrito interno igual a 40° (ver seção 2.2.1), coesão nula e início de escoamento a 400 kPa, modelo de Drucker-Prager, com base nas comparações de INDRARATNA *et al.* (2011), apresentadas na Figura 3.57;
- g) sublastro com espessuras de 10 e 20 cm, 6 m de largura, MR de 200 e 300 MPa, $\nu = 0,3$, utilizando parâmetros de brita graduada conforme o modelo de GUIMARÃES (2009);

f) subleito com espessura semi-infinita fixada em 3 m, com 6 m de largura, suficiente para a dissipação das tensões críticas na camada, $\nu = 0,3$, utilizando o modelo de GUIMARÃES (2009) com parâmetros apresentados na Tabela 3.10:

- a. areia argilosa do Espírito Santo, $MR = 150$ MPa;
- b. argila de Ribeirão Preto, $MR = 250$ MPa.

Para as propriedades parametrizadas tem-se uma análise combinatória com 768 simulações, divididas em 48 configurações de pavimentos ferroviários, cada uma avaliando 16 diferentes tipos de combinações de propriedade de materiais e magnitudes de carregamentos. As geometrias das 48 configurações de pavimentos são apresentadas no Anexo C – Pavimentos simulados e as malhas em elementos finitos.

É importante salientar que ao longo de uma mesma via existem diferenças quanto ao tipo de solo e lastro, havendo variações de espessuras que dependem das manutenções efetuadas ou nível de degradação das camadas, o que não foi considerado explicitamente nesta pesquisa. Cada simulação representa um segmento específico de pavimento ferroviário em perfeito estado de conservação, o que é importante do ponto de vista da variação do módulo de via (U), calculado a partir da deflexão resultante de cada pavimento.

5.2 A análise final

5.2.1 Resultados obtidos com as 768 simulações computacionais

Os resultados das 768 simulações (deflexões e módulos de via) são apresentados no Anexo D – Resultados das simulações realizadas. Com base nesses resultados foi desenvolvido o código apresentado no Anexo E – Programa em Matlab para a solução do sistema matricial $[A].[X]=[C]$ definido na seção 5.1.8, que permite gerar o modelo pretendido. Com as 7 incógnitas definidas, formulou-se a equação (5.17), com unidades e intervalos limites devendo ser utilizados conforme se apresenta a seguir.

$$\left| 2,3640 \sqrt{\frac{Q}{U}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{I_T}{U}} + 0,0001 \sqrt[4]{\frac{I_D \cdot E_D}{U}} + 0,0335 B + 0,0034 \frac{L \cdot ML}{U} + 0,0075 \frac{SL \cdot MSL}{U} + 0,0049 \frac{MSU}{U} \right| = \text{def} \quad (5.17)$$

Onde:

U = módulo de via entre 10,56 e 123,96 MPa;

Q = carregamento estático de uma roda de 125 kN a 200 kN;

I_T = momento de inércia do trilho, entre 2730,5 cm⁴ (TR-57) a 3850,1 cm⁴ (TR-68);

E_D = módulo de elasticidade do dormente: 205 GPa para aço; 33 GPa para concreto; 13 GPa para madeira.

I_D = momento de inércia do dormente: 270 cm⁴ para aço; 22183,33 cm⁴ para concreto; 9826 cm⁴ para madeira.

B = bitola entre 1 e 1,6 m;

L = espessura da camada de lastro entre 0,25 e 0,40 m;

ML = módulo de resiliência do lastro entre 300 e 500 MPa;

SL = espessura da camada de sublastro entre 0,10 e 0,20 m;

MSL = módulo de resiliência do sublastro entre 200 e 300 MPa;

MSU = módulo de resiliência do subleito entre 150 a 250 MPa;

def = deflexão no topo do trilho em mm.

Como não houve parametrização de diferentes geometrias e módulos de elasticidade para um mesmo tipo de dormente, a equação (5.17) pode ser desmembrada em três formatos:

a) Para dormentes de concreto, equação (5.18);

b) Para dormentes de aço, equação (5.19);

c) Para dormentes de madeira, equação (5.20).

$$\left| 2,3640 \sqrt{\frac{Q}{U}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{I_T}{U}} + 0,0039 \sqrt[4]{\frac{1}{U}} + 0,0335 B + 0,0034 \frac{L \cdot ML}{U} + 0,0075 \frac{SL \cdot MSL}{U} + 0,0049 \frac{MSU}{U} \right| = def \quad (5.18)$$

$$\left| 2,3640 \sqrt{\frac{Q}{U}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{I_T}{U}} + 0,0021 \sqrt[4]{\frac{1}{U}} + 0,0335 B + 0,0034 \frac{L \cdot ML}{U} + 0,0075 \frac{SL \cdot MSL}{U} + 0,0049 \frac{MSU}{U} \right| = def \quad (5.19)$$

$$\left| 2,3640 \sqrt{\frac{Q}{U}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{I_T}{U}} + 0,0025 \sqrt[4]{\frac{1}{U}} + 0,0335 B + 0,0034 \frac{L \cdot ML}{U} + 0,0075 \frac{SL \cdot MSL}{U} + 0,0049 \frac{MSU}{U} \right| = def \quad (5.20)$$

Caso utilizado o módulo de via médio de 40,1 MPa, as três equações anteriores, respectivamente, são reescritas como:

$$|373,31 \sqrt{Q} - 90,76 \sqrt[4]{I_T} + 33,50 B + 0,08 L \cdot ML + 0,19 SL \cdot MSL + 0,12 MSU + 1,55| = 1000 def \quad (5.21)$$

$$|373,31 \sqrt{Q} - 90,76 \sqrt[4]{I_T} + 33,50 B + 0,08 L \cdot ML + 0,19 SL \cdot MSL + 0,12 MSU + 0,83| = 1000 def \quad (5.22)$$

$$|373,31 \sqrt{Q} - 90,76 \sqrt[4]{I_T} + 33,50 B + 0,08 L \cdot ML + 0,19 SL \cdot MSL + 0,12 MSU + 0,99| = 1000 def \quad (5.23)$$

As relações entre as deflexões encontradas nas simulações em MEF e as deflexões encontradas aplicando a equação (5.17) são apresentadas no Anexo F – Comparação entre as deflexões obtidas por simulações em MEF vs deflexões obtidas pela equação proposta.

Na formulação corrigida, equação (5.24), é subtraído 1,90 mm, média das diferenças entre as deflexões estimadas pela equação (5.17) e as deflexões simuladas, objetivando fazer com que a média das deflexões obtidas pela equação (5.24), corrigida, seja igual à média das deflexões simuladas em MEF, conforme demonstrado na Tabela 5.12.

$$\left| 2,3640 \sqrt{\frac{Q}{U}} - 0,2284 \sqrt{\frac{I_T}{U}} + 0,0001 \sqrt{\frac{I_D \cdot E_D}{U}} + 0,0335 B + 0,0034 \frac{L \cdot ML}{U} + 0,0075 \frac{SL \cdot MSL}{U} + 0,0049 \frac{MSU}{U} - 1,90 \right| = \text{def} \quad (5.24)$$

Com a equação corrigida, a média percentual das diferenças entre as deflexões simuladas e as deflexões calculadas, considerada como o erro entre a simulação e o resultado das equações, foi reduzida de 93,35 % para 27,95 %, e o desvio padrão reduzido de 55,68 % para 23,35 %. Para uma deflexão estimada pela equação (5.24) corrigida de 3 mm, o erro médio seria de $\pm 0,84$ mm com um desvio padrão de $\pm 0,70$ mm, ou seja, a deflexão real medida no campo teria em média de 2,16 a 3,84 mm, com valores limites entre 1,46 a 4,54 mm.

Tabela 5.12 – Resumo estatístico das simulações realizadas e das equações formuladas

	Deflexões simuladas (mm) [A]	Deflexões da equação (5.17) (mm) [B]	Diferença (mm) [B] - [A]	Diferença (%) [B] - [A]	Deflexões da equação (5.24), corrigida (mm) [C]	Diferença (mm) [C] - [A]	Diferença (%) [C] - [A]
Média	2,49	4,39	1,90	93,35	2,49	0,64	27,95
Desvio padrão	1,08	1,16	0,85	55,68	1,16	0,56	23,35
Coef. de variação	43,26	26,44	44,58	59,65	46,63	87,26	83,55
Máximo	7,16	8,86	4,60	223,97	6,96	2,70	75,08
Mínimo	1,00	2,36	0,06	0,84	0,46	0,00	0,00

Comprovações experimentais específicas não foram realizadas, mas como é demonstrado na seção 5.2.2, a equação (5.17) se aproxima mais das situações de campo onde já existe o gap entre o topo do lastro e a base do dormente.

Tal gap foi estimado por KIM *et al.* (2006) com valores variando entre 0,79 a 2,8 mm. Já SELIG e WATERS (1994) mencionam gaps variando entre 1 a 4 mm. Comparando medidas de campo realizadas por SPADA (2003) com análises numéricas realizadas também pelo autor, estima-se o gap entre 2 a 4 mm. O gap limite para evitar a deterioração da via férrea é informado por BEZIN *et al.* (2009) como 7 mm. Percebe-se a grande variação dos valores dos espaços vazios existentes entre a base do dormente e o topo do lastro encontrados na literatura, influenciador no resultado da deflexão medida ao longo do tempo e da via.

Calculando os módulos de via (U) utilizando a equação (3.50), a partir das deflexões obtidas nas simulações, sendo os mesmos utilizados no desenvolvimento da equação (5.17), tem-se a situação apresentada na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Variação média do módulo de via encontrado nas simulações desta tese conforme condição modelada

Condição	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Máximo (MPa)	Mínimo (MPa)	Coef. Variação (%)
Todas as simulações	40,10	14,58	123,96	10,56	36,35
Dormentes de aço	37,71	15,54	87,30	10,56	41,19
Dormentes de madeira	40,57	14,24	123,96	12,08	35,11
Dormentes de concreto	42,03	13,61	83,79	11,89	32,38
Bitola métrica (1,0 m)	34,97	12,02	65,71	10,56	34,37
Bitola larga (1,6 m)	45,24	15,11	123,96	12,72	33,40
Carga de roda = 125 kN	40,00	14,33	87,30	10,56	35,83
Carga de roda = 200 kN	40,20	14,83	123,96	11,89	36,89
Subleito com MR = 150 MPa	31,27	11,41	76,88	10,56	36,49
Subleito com MR = 250 MPa	48,94	11,79	123,96	12,44	24,08
Sublastro com MR = 200 MPa	40,04	14,21	87,30	12,44	35,49
Sublastro com MR = 300 MPa	40,17	14,95	123,96	10,56	37,22
Sublastro com 10 cm	40,69	15,92	123,96	10,56	39,12
Sublastro com 20 cm	39,52	13,09	76,88	12,44	33,13
Lastro com MR = 300 MPa	38,96	14,86	76,88	10,56	38,13
Lastro com MR = 500 MPa	41,25	14,22	123,96	12,44	34,47
Lastro com 25 cm	39,31	15,30	123,96	10,56	38,91
Lastro com 40 cm	40,90	13,79	76,88	12,08	33,73
Com trilho TR-57	42,22	15,14	123,96	12,08	35,87
Com trilho TR-68	37,99	13,68	74,84	10,56	36,02

Com base na Tabela 5.13, conclui-se para as condições modeladas que:

- Pavimentos com dormentes de aço são aqueles que apresentam o menor módulo de via, seguido pelo dormente de madeira e o de concreto;
- os pavimentos com bitola métrica apresentam menores módulos de via frente aos pavimentos com bitola larga. Provavelmente em função da maior proximidade dos carregamentos das rodas de um mesmo eixo, o bulbo de tensões do carregamento oriundo de um trilho influencia no bulbo de tensões adjacente, oriundo do trilho adjacente, aumentando o nível das tensões em camadas inferiores e por consequência a deflexão. Ocorreu sensível variação do módulo de via entre pavimentos de bitola métrica e larga, não sendo recomendado a simulação de pavimentos simetricamente particionados sem considerar a influência das tensões de ambos os trilhos, principalmente para vias com bitola estreita;
- não houve variação significativa no módulo de via médio para diferentes carregamentos. A incoerência desse resultado será sanada à frente, com a

apresentação da Tabela 5.15 e Figura 5.28, pois na análise média da Tabela 5.13 não é possível averiguar tal diferença;

- d) o subleito foi um dos principais responsáveis pela variação do módulo de via, demonstrando ser uma camada de grande relevância, sugerindo-se para pesquisas futuras simulações com maiores variações do MR: solos com valores baixos da ordem de 60 MPa e altos da ordem de 500 MPa;
- e) não houve variação significativa do módulo de via para diferentes espessuras e resiliências do sublastro. A importância da camada estaria mais intimamente ligada à transição granulométrica do lastro para o subleito, corroborando com a revisão apresentada na seção 2.1.2, principalmente no tocante ao dimensionamento;
- f) a variação da espessura e resiliência do lastro não impactou de forma predominante no módulo de via. Nesse aspecto é importante ressaltar que não foi considerado a degradação do lastro nas simulações, que como visto na revisão bibliográfica, tem papel importante na deformação permanente da via férrea ao longo do tempo. Este comportamento também pode ser atrelado ao modelo constitutivo considerado para essa camada;
- g) a alteração do perfil de trilho TR-57 para o TR-68 resultou em redução do módulo de via. Este resultado pode a primeiro momento ser explicado em função da equação (3.50), utilizada para a determinação do parâmetro, que considera o módulo de via inversamente proporcional ao aumento da rigidez do trilho e diretamente proporcional ao carregamento. Desse ponto de vista, observa-se que tal equação não seria a mais adequada para a determinação do parâmetro, sugerindo-se maiores estudos do módulo de via.

A variação média da deflexão, conforme condição modelada, é apresentada na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Variação média da deflexão conforme condição modelada

Condição	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Coef. Variação (%)
Todas as simulações	2,49	1,08	7,16	1,00	43,26
Dormentes de aço	2,70	1,26	7,16	1,00	46,66
Dormentes de madeira	2,42	0,95	7,05	1,03	39,27
Dormentes de concreto	2,36	0,97	6,55	1,03	41,15
Bitola métrica (1,0 m)	2,74	1,15	7,16	1,30	41,93
Bitola larga (1,6 m)	2,25	0,94	5,81	1,00	41,98

Condição	Média (mm)	Desvio padrão (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Coef. Variação (%)
Carga de roda = 125 kN	2,48	1,10	7,16	1,00	44,23
Carga de roda = 200 kN	2,50	1,06	6,55	1,03	42,32
Subleito com MR = 150 MPa	2,98	1,20	7,16	1,10	40,14
Subleito com MR = 250 MPa	2,00	0,64	6,33	1,00	32,07
Sublastro com MR = 200 MPa	2,49	1,04	6,59	1,00	41,94
Sublastro com MR = 300 MPa	2,50	1,11	7,16	1,03	44,58
Sublastro com 10 cm	2,51	1,16	7,16	1,00	46,19
Sublastro com 20 cm	2,47	0,99	6,33	1,03	40,05
Lastro com MR = 300 MPa	2,59	1,18	7,16	1,03	45,73
Lastro com MR = 500 MPa	2,39	0,95	6,33	1,00	39,71
Lastro com 25 cm	2,55	1,12	7,16	1,00	43,84
Lastro com 40 cm	2,43	1,03	7,05	1,03	42,48
Com trilho TR-57	2,50	1,09	7,05	1,00	43,47
Com trilho TR-68	2,49	1,07	7,16	1,03	43,10

Com base na Tabela 5.14, além das conclusões já realizadas em relação à Tabela 5.13, tem-se o seguinte:

- todas as deflexões médias, máximas e mínimas encontram-se dentro dos valores experimentais obtidos em campo por diversos autores, conforme ficou demonstrado na seção 2.3.1 e é verificado na seção 5.2.2. Questão importante, pois demonstra que em nenhum momento ocorreram valores inconsistentes e que os intervalos de valores das variáveis utilizadas, principalmente para o subleito, são adequados. Especificamente para o subleito, trata-se de valores médios do MR, obtidos por GUIMARÃES (2009) em laboratório, o que certamente contribuiu para este resultado;
- as deflexões médias para todos os casos encontram-se dentro da classe A (deflexões de vias com durabilidade indefinida), apresentada na Figura 2.67, principalmente tratando-se de simulações de pavimentos novos, sem distinção do tipo de dormente, espessura e rigidez de camadas, etc;
- as deflexões tiveram influência do subleito e da bitola, mais uma vez mostrando o cuidado que se deve ter ao simular tais propriedades do pavimento ferroviário.

Na Tabela 5.15 os resultados foram distribuídos em grupos de deflexões, cada grupo acrescido em 1 mm em relação ao grupo anterior, apresentando a quantidade de deflexões encontradas para cada grupo e a distribuição percentual equivalente, conforme a condição simulada. As conclusões são as seguintes:

- a) 74 % das deflexões são até 3 mm e 91 % até 4 mm;
- b) o eixo de 400 kN ocasiona acréscimo nas deflexões médias em relação ao eixo de 250 kN, principalmente nas deflexões acima de 2 mm;
- c) acima de 2 mm, o trilho TR-57 apresenta aproximadamente 2 % mais deflexões do que o trilho TR-68, sendo um dos principais responsáveis na variação da deflexão;
- d) o dormente de aço apresenta as maiores deflexões, seguido do dormente de madeira e concreto;
- e) acima de 3 mm, a bitola métrica tem aproximadamente 10 % mais deflexões que a bitola larga. Acima de 2 mm, aproximadamente 13 % mais deflexões, mostrando que o espaçamento entre os trilhos tem influência na deflexão do pavimento ferroviário;
- f) quanto menor a espessura da camada de lastro, maior a deflexão do pavimento. Em virtude da menor espessura, as tensões não são dissipadas na mesma proporção de quando o lastro é mais espesso, assim as tensões chegam em maior magnitude no subleito, geralmente mais sensível à tensões;
- g) o MR do lastro mostrou-se um parâmetro de relevância na deflexão do pavimento e quanto maior a rigidez do lastro, menor a deflexão do pavimento. Pavimentos com $MR = 300$ MPa no lastro apresentaram o dobro de deflexões maiores que 4 mm em relação aos pavimentos com $MR = 500$ MPa;
- h) mais uma vez a espessura e rigidez do sublastro granular não se mostraram relevantes para a deflexão do pavimento;
- i) mais uma vez a rigidez do subleito se mostrou relevante na deflexão do pavimento. O subleito com $MR = 150$ MPa apresentou 45 % mais deflexões maiores que 3 mm em relação ao sublastro com $MR = 250$ MPa. Para o subleito com $MR = 250$ MPa, 96 % das deflexões são até 3 mm;
- j) a maior parte dos módulos de via (26 %) estão situados no intervalo entre 40 e 50 MPa, com uma deflexão máxima de 3 mm. Aproximadamente 82 % dos módulos de via estão situados entre 20 e 60 MPa. Todas as deflexões acima de 3 mm têm módulos de via inferiores a 40 MPa. Módulos de via acima de 80 MPa apareceram apenas 3 vezes e podem ser considerados raridade. Pavimentos com U até 30 MPa têm deflexões maiores que 2 mm.

Tabela 5.15 – Variação da deflexão conforme condição simulada (resultados agrupados por níveis de deflexão)

Condição de análise		Quantidade de simulações por grupos de deflexões (mm)						
		1 a 2	2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8
Carga por roda	125 kN (un)	159	130	61	20	10	2	2
	%	41,4 %	33,9 %	15,9 %	5,2 %	2,6 %	0,5 %	0,5 %
	200 kN (un)	145	135	69	23	8	4	0
	%	37,8 %	35,2 %	18 %	6 %	2,1 %	1,0 %	0,0 %
Tipo de trilho	TR-57 (un)	148	136	65	20	10	4	1
	%	38,5 %	35,4 %	16,9 %	5,2 %	2,6 %	1,0 %	0,3 %
	TR-68 (un)	156	129	65	23	8	2	1
	%	40,6 %	33,6 %	16,9 %	6 %	2,1 %	0,5 %	0,3 %
Tipo de dormente	Aço (un)	90	84	45	18	15	3	1
	%	23,4 %	21,9 %	11,7 %	4,7 %	3,9 %	0,8 %	0,3 %
	Madeira (un)	101	93	45	14	1	1	1
	%	26,3 %	24,2 %	11,7 %	3,7 %	0,3 %	0,3 %	0,3 %
	Concreto (un)	113	88	40	11	2	2	0
	%	29,4 %	22,9 %	10,4 %	2,9 %	0,5 %	0,5 %	0,0 %
Bitola	1,0 m (un)	125	140	70	29	12	6	2
	%	32,6 %	36,5 %	18,2 %	7,6 %	3,1 %	1,6 %	0,5 %
	1,6 m (un)	179	125	60	14	6	0	0
	%	46,6 %	32,6 %	15,6 %	3,7 %	1,6 %	0,0 %	0,0 %
Espessura do lastro	25 cm (un)	150	120	75	25	9	4	1
	%	39,1 %	31,3 %	19,5 %	6,5 %	2,3 %	1,0 %	0,3 %
	40 cm (un)	154	145	55	18	9	2	1
	%	40,1 %	37,8 %	14,3 %	4,7 %	2,3 %	0,5 %	0,3 %
MR do lastro	300 MPa (un)	138	143	56	26	15	4	2
	%	35,9 %	37,2 %	14,6 %	6,8 %	3,9 %	1,0 %	0,5 %
	500 MPa (un)	166	122	74	17	3	2	0
	%	43,2 %	31,8 %	19,3 %	4,4 %	0,8 %	0,5 %	0,0 %
Espessura do sublastro	10 cm (un)	150	135	59	21	13	4	2
	%	39,1 %	35,2 %	15,4 %	5,5 %	3,4 %	1,0 %	0,5 %
	20 cm (un)	154	130	71	22	5	2	0
	%	40,1 %	33,9 %	18,5 %	5,7 %	1,3 %	0,5 %	0,0 %
MR do sublastro	200 MPa (un)	153	127	70	25	6	3	0
	%	39,8 %	33,1 %	18,2 %	6,5 %	1,6 %	0,8 %	0,0 %
	300 MPa (un)	151	138	60	18	12	3	2
	%	39,3 %	35,9 %	15,6 %	4,7 %	3,1 %	0,8 %	0,5 %
MR do subleito	150 MPa (un)	104	94	120	42	17	5	2
	%	27,1 %	24,5 %	31,3 %	10,9 %	4,4 %	1,3 %	0,5 %
	250 MPa (un)	200	171	10	1	1	1	0
	%	52,1 %	44,5 %	2,6 %	0,3 %	0,3 %	0,3 %	0,0 %
Módulo de via	10 e 20 MPa	0	7	20	14	18	6	2
	20 e 30 MPa	0	51	61	29	0	0	0
	30 e 40 MPa	65	58	49	0	0	0	0
	40 e 50 MPa	117	83	0	0	0	0	0
	50 e 60 MPa	65	57	0	0	0	0	0

Condição de análise		Quantidade de simulações por grupos de deflexões (mm)						
		1 a 2	2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8
	60 e 70 MPa	39	9	0	0	0	0	0
	70 e 80 MPa	15	0	0	0	0	0	0
	80 e 90 MPa	2	0	0	0	0	0	0
	120 e 130 MPa	1	0	0	0	0	0	0
Distribuição total das deflexões	Unidades	304	265	130	43	18	6	2
	% total	39,6 %	34,5 %	16,9 %	5,6 %	2,3 %	0,8 %	0,3 %

Organizando em sentido crescente todas as deflexões das 768 simulações, plotando-as em relação às deflexões acumuladas ou em relação aos módulos de via e agrupando-as conforme condições de análise, verifica-se que na:

- Figura 5.28, constata-se que o carregamento é o principal influenciador da magnitude da deflexão. Nas 2 curvas inferiores do gráfico predomina o carregamento com 125 kN e nas 2 curvas superiores o de 200 kN;
- Figura 5.29, as maiores deflexões ocorrem para pavimentos com o trilho TR-57, menos rígido que o TR-68. O carregamento e o trilho são as duas principais variáveis na variação da deflexão, praticamente regendo o comportamento da curva característica deflexão vs módulo de via;
- Figura 5.30, as maiores deflexões ocorrem para pavimentos com dormentes de aço, seguido por madeira e concreto;
- Figura 5.31, as maiores deflexões ocorrem nos pavimentos com bitola métrica, verificando a influência entre os bulbos de tensões oriundos de trilhos adjacentes;
- Figura 5.32, os pavimentos com a menor espessura de lastro apresentam deflexões ligeiramente maiores que pavimentos com maior espessura de lastro, provavelmente pela maior tensão atuante no subleito;
- Figura 5.33, o MR do lastro é mais relevante para pavimentos que apresentam deflexões acima de 2 mm e quanto maior a rigidez do material menores são as deflexões;
- Figura 5.34 e Figura 5.35, para o sublastro as diferenças começam a aparecer para pavimentos apresentando deflexões acima de 4 mm. Menores espessuras de sublastro apresentam maiores deflexões e a variação do MR não se mostrou relevante para o intervalo parametrizado. Contudo, com base no trabalho de RANGEL *et al.* (2015a), que simulou sublastros em CBUQ e granulares, sabe-se que o MR da camada passa a ter relevância para valores maiores que 2 GPa;

h) Figura 5.36, a diferença de deflexões entre os subleitos foi significativa, sendo uma das propriedades que mais impactou na deflexão.

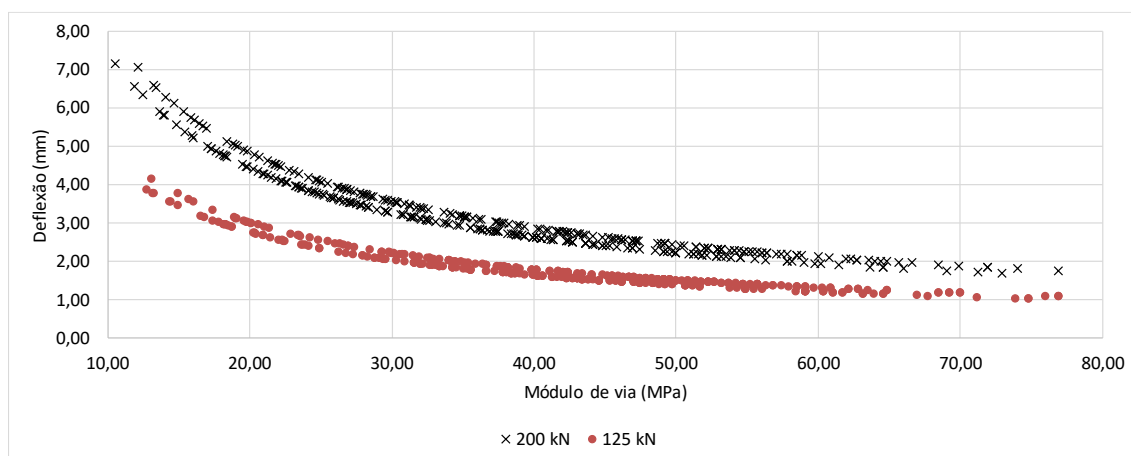


Figura 5.28 – Deflexões comparando os carregamentos de roda aplicados

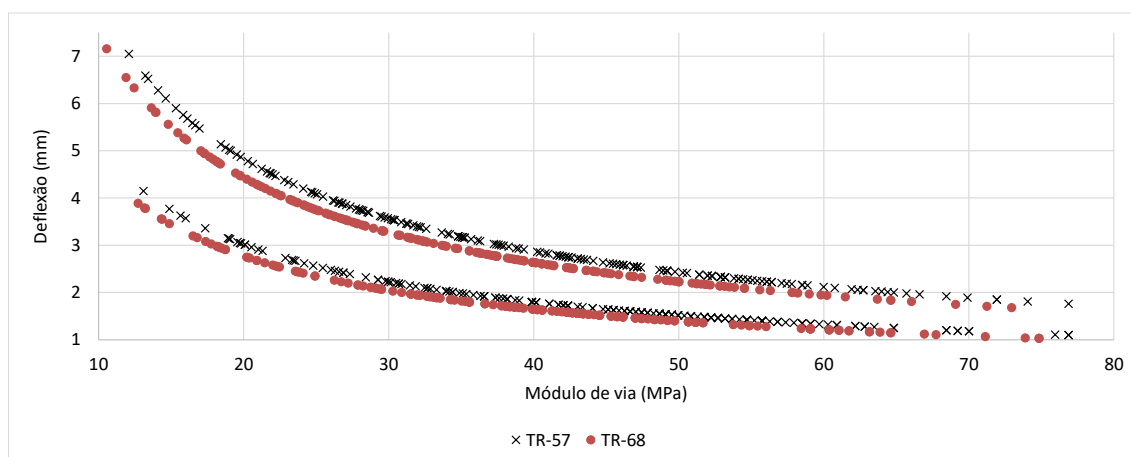


Figura 5.29 – Deflexão vs módulo de via, comparando os trilhos simulados

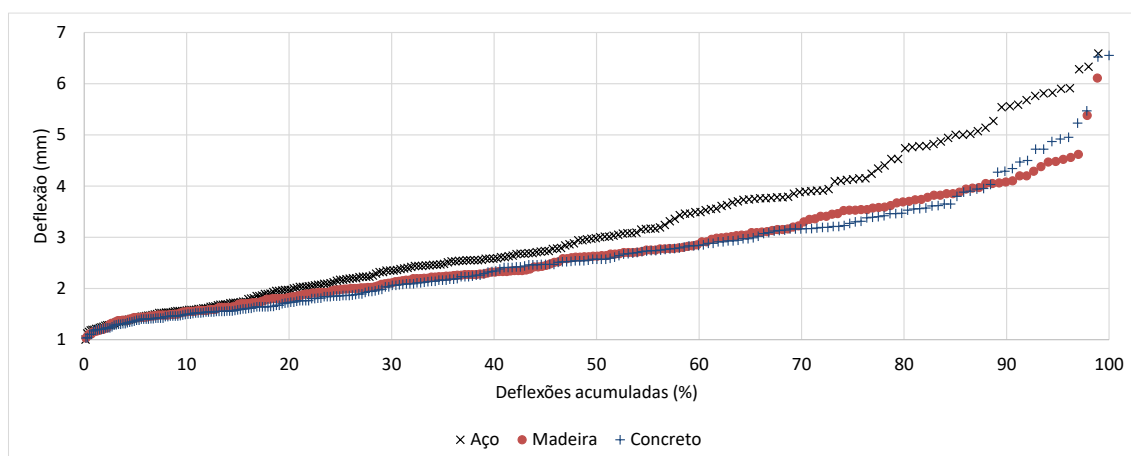


Figura 5.30 – Deflexões comparando os tipos de dormentes

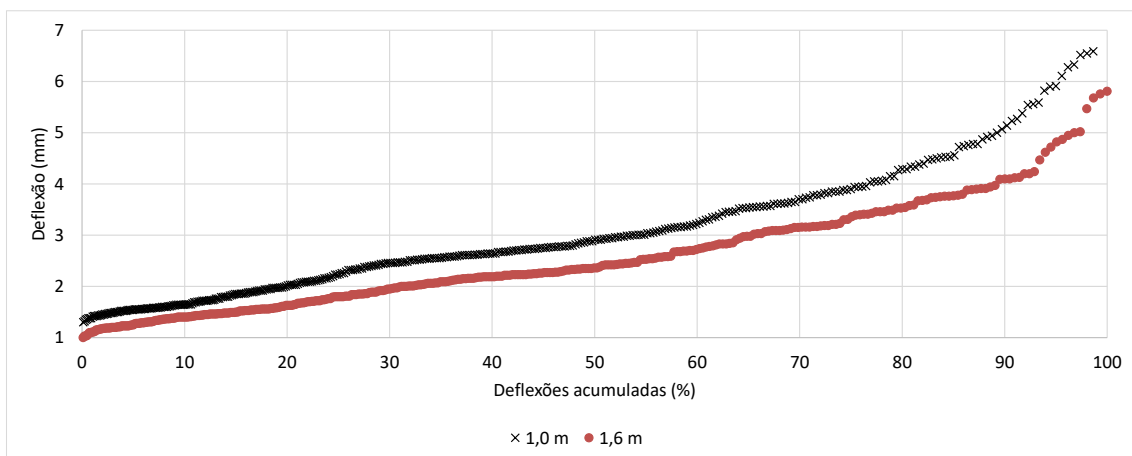


Figura 5.31 – Deflexões comparando bitolas

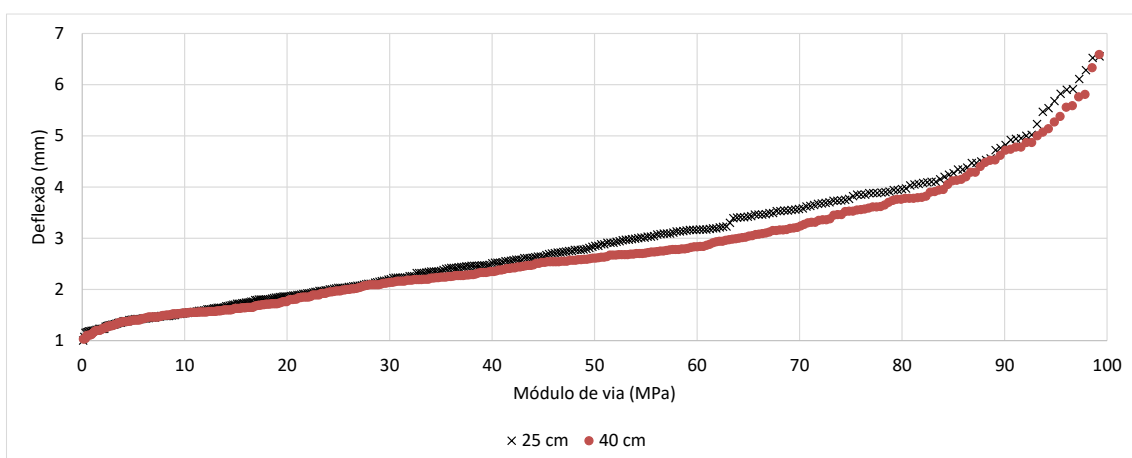


Figura 5.32 – Deflexões comparando espessuras de lastro

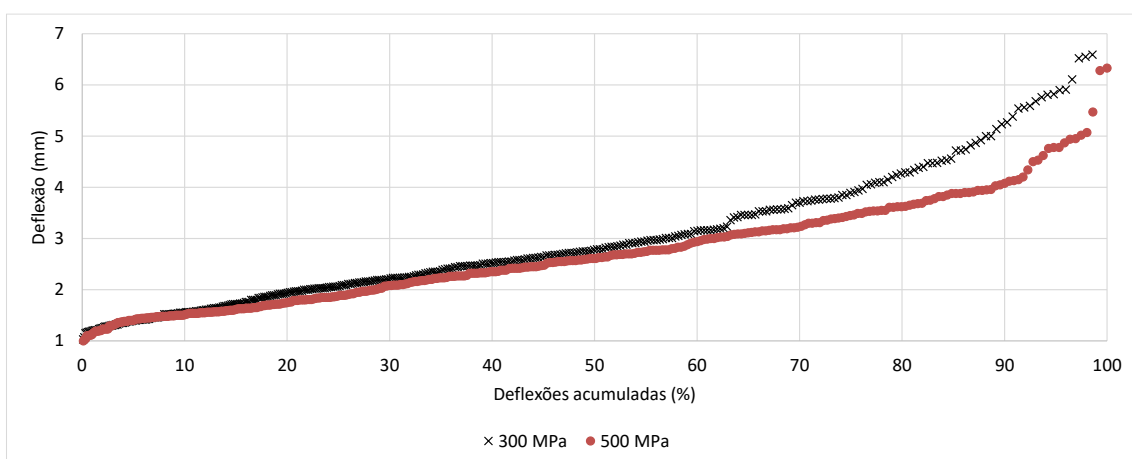


Figura 5.33 – Deflexões comparando o MR do lastro

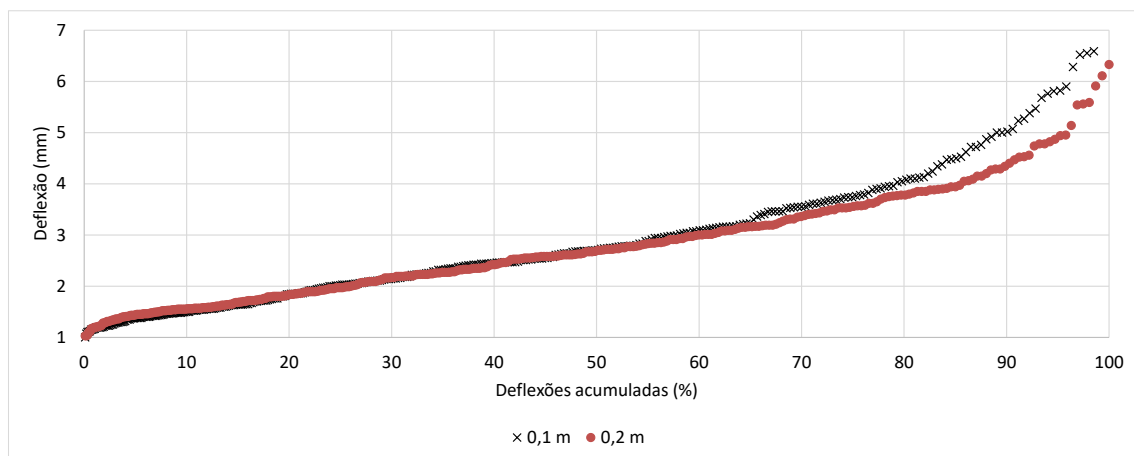


Figura 5.34 – Deflexões comparando a espessura do sublastro

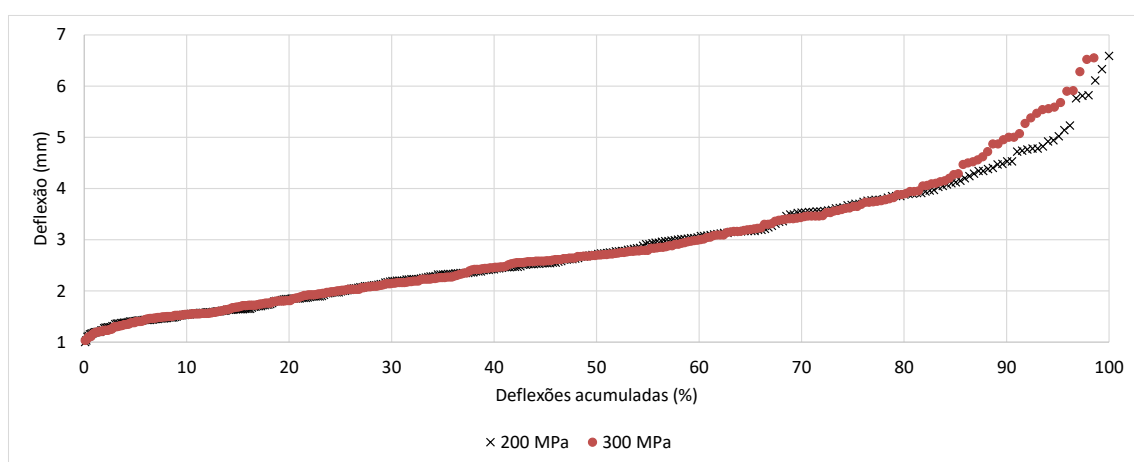


Figura 5.35 – Deflexões comparando o MR do sublastro

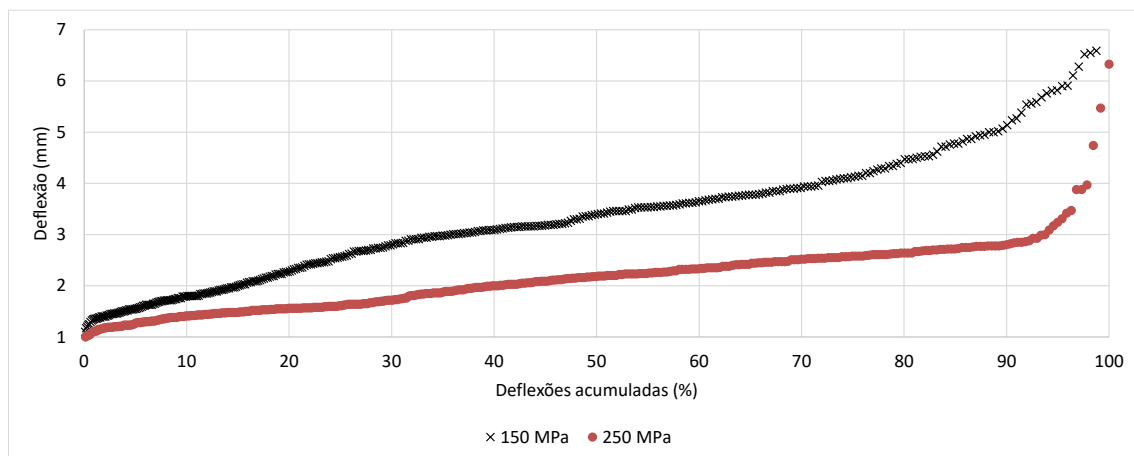


Figura 5.36 – Deflexões comparando o MR do subleito

Para facilitar a estimativa da deflexão de determinado pavimento ferroviário dentre aqueles simulados, utilizando parâmetros correntes das ferrovias brasileiras, a equação (5.17) foi reescrita na forma da equação (5.25) e os valores dos parâmetros P1 a P7 transformados nos gráficos da Figura 5.37 até a Figura 5.43. Além de facilitar a

estimativa da deflexão, o intuito é a demonstração da relação de cada termo da equação (5.25) com o módulo de via e a deflexão.

$$\left| 2,3640 \sqrt{\frac{Q}{U}} - 0,2284 \sqrt{\frac{I_T}{U}} + 0,0001 \sqrt{\frac{I_D \cdot E_D}{U}} + 0,0335 B + 0,0034 \frac{L \cdot ML}{U} + 0,0075 \frac{SL \cdot MSL}{U} + 0,0049 \frac{MSU}{U} \right| = \text{def} \quad (5.25)$$

⇓

$$|P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7| = \text{def}$$

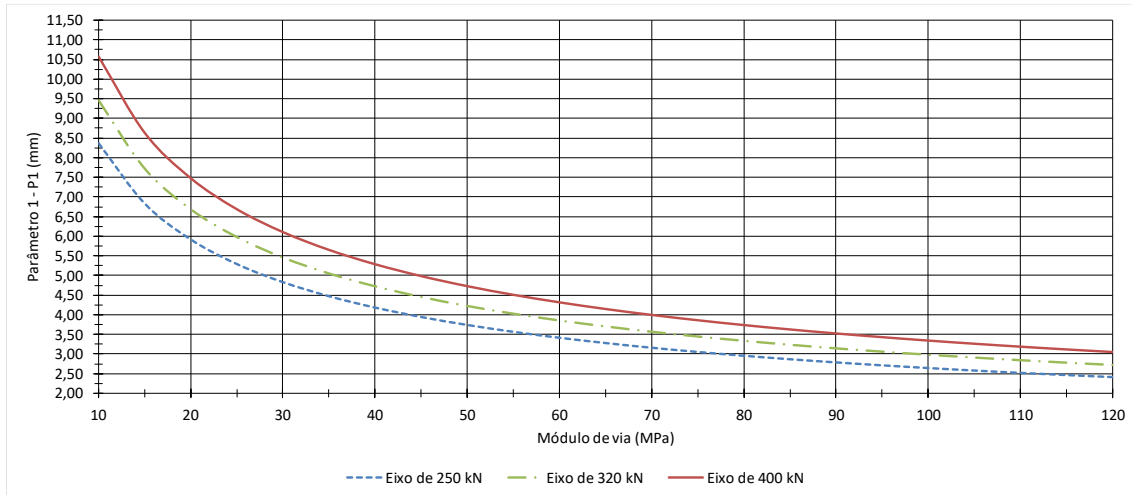


Figura 5.37 – Gráfico para a determinação do parâmetro P1 da equação (5.25), carregamento por eixo

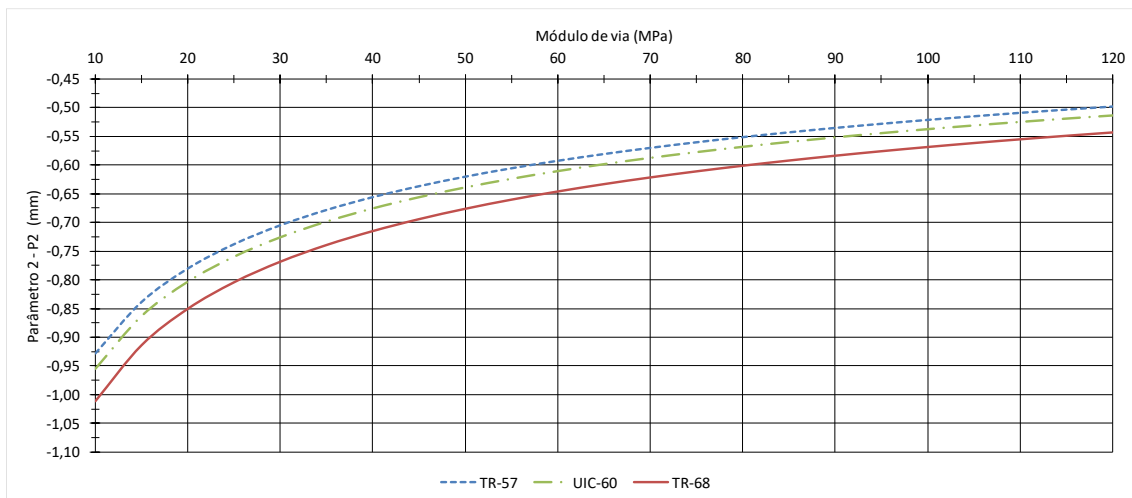


Figura 5.38 – Gráfico para a determinação do parâmetro P2 da equação (5.25), trilho

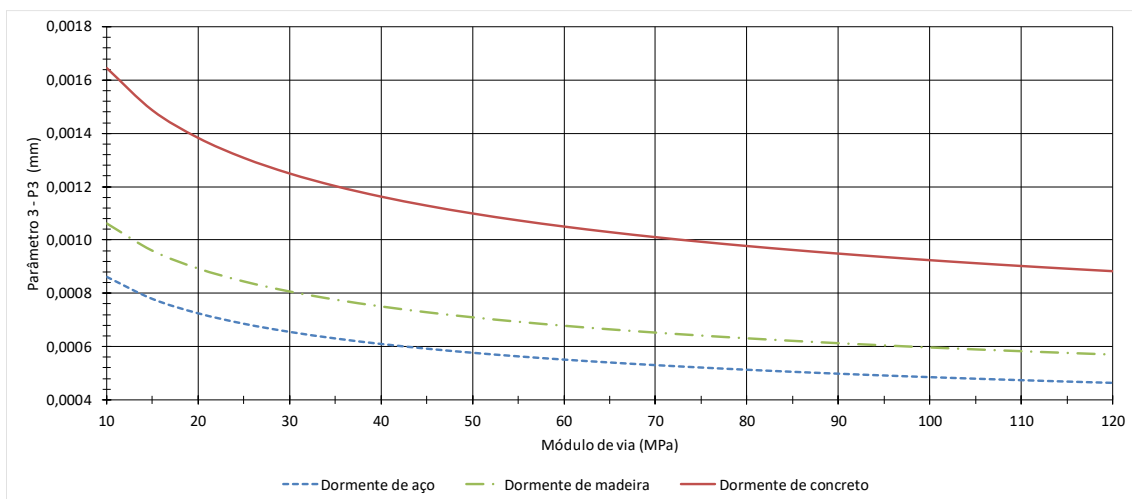


Figura 5.39 – Gráfico para a determinação do parâmetro P3 da equação (5.25), dormente

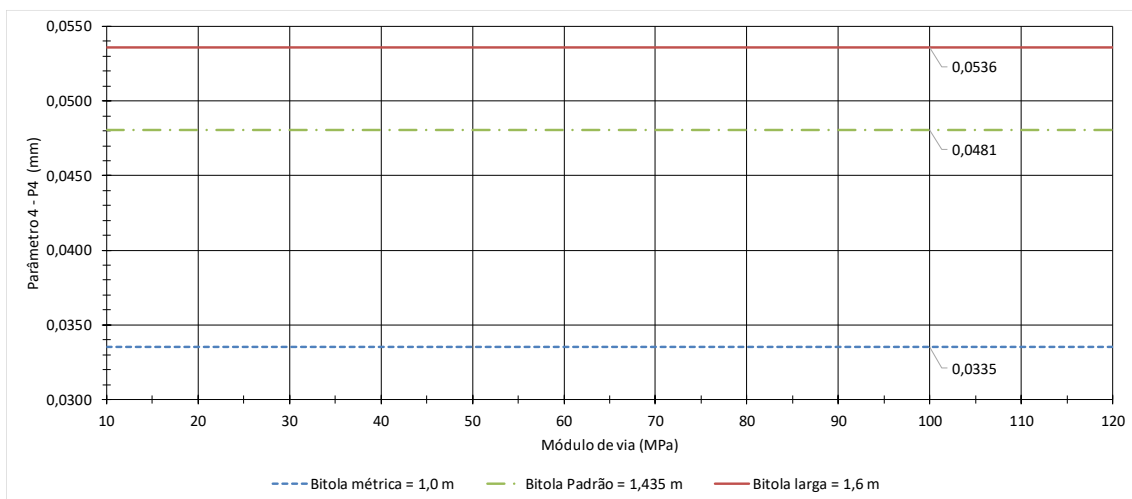


Figura 5.40 – Gráfico para a determinação do parâmetro P4 da equação (5.25), bitola

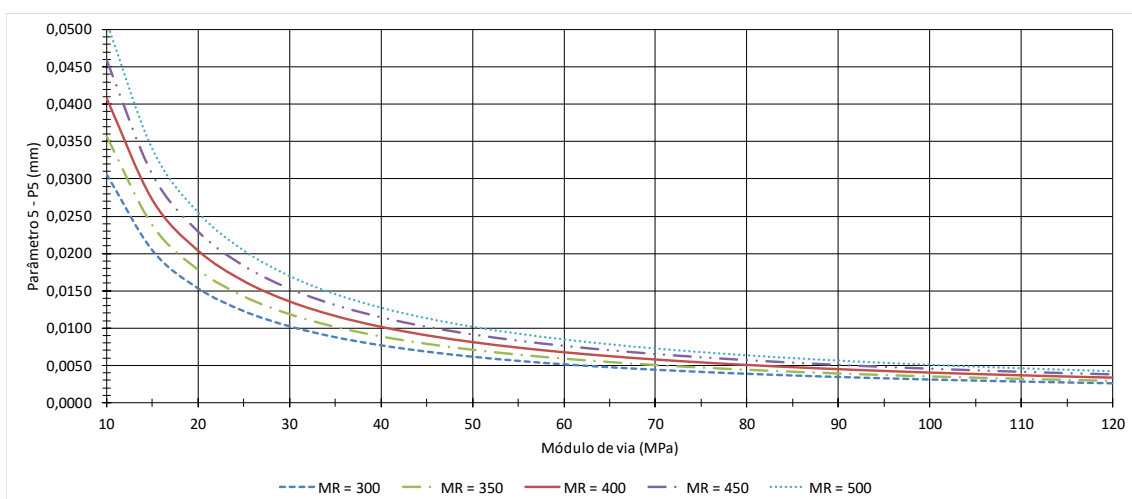


Figura 5.41 – Gráfico para a determinação do parâmetro P5 da equação (5.25), lastro com espessura de 30 cm

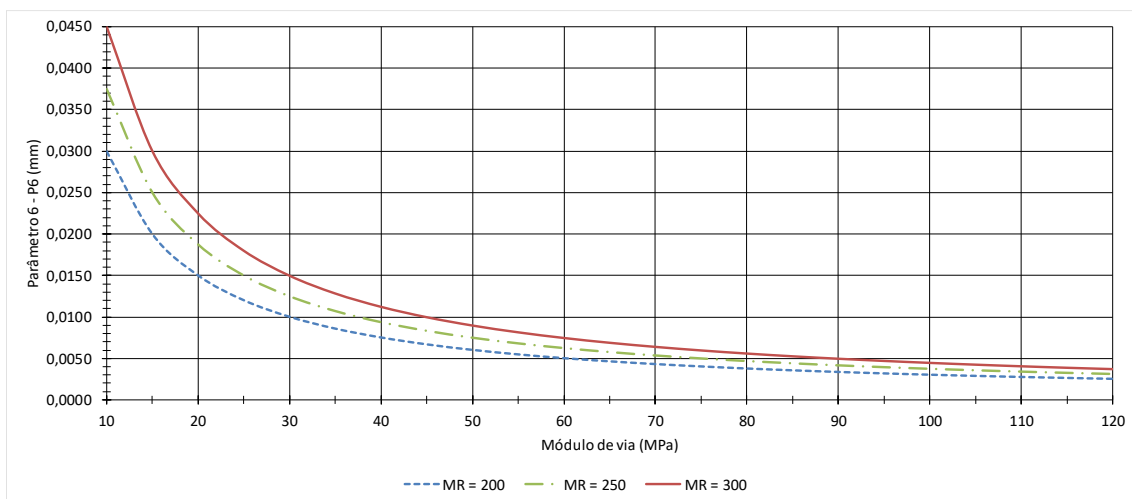


Figura 5.42 – Gráfico para a determinação do parâmetro P6 da equação (5.25), sublastro com espessura de 20 cm

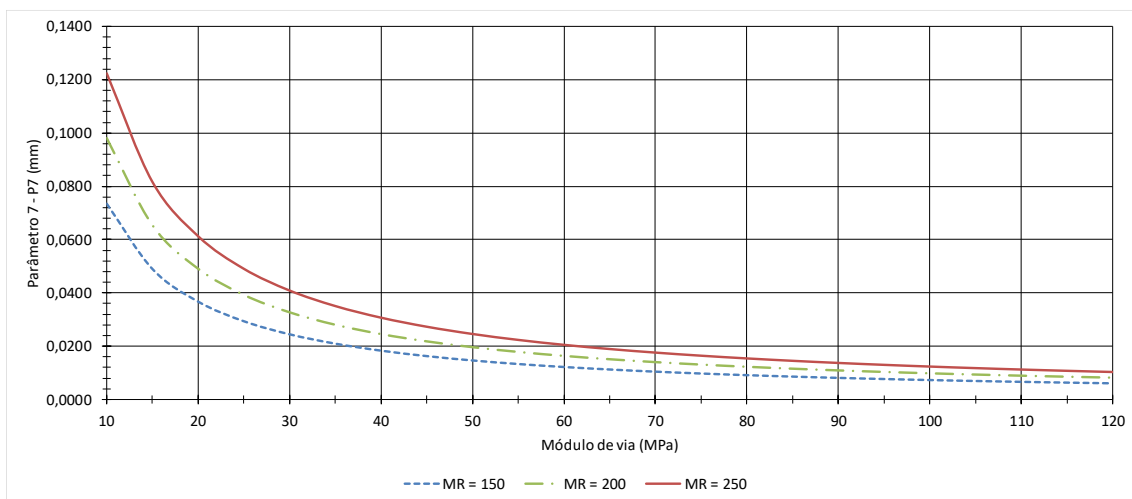


Figura 5.43 – Gráfico para a determinação do parâmetro P7 da equação (5.25), subleito

5.2.2 Comparação das estimativas de deflexões vs deflexões medidas em campo

5.2.2.1 Comparação com dados de COSTA (2016)

Considerando como referência o patim do trilho, COSTA (2016) realizou medições de deflexões em tempo real com trens em movimento na Estrada de Ferro Carajás, que tem bitola de 1,6 m e trilhos TR-68, para três condições do lastro:

- novo, com dormentes de concreto e com uma camada de 30 cm de sublastro;
- desguarnecido (com a realização de manutenção), com 40 cm de espessura e dormentes de concreto;
- colmatado (com o preenchimento dos vazios com material fino), com aproximadamente 27 cm de espessura e dormentes de madeira, onde não ocorreram manutenções desde a inauguração da ferrovia. Até uma profundidade de 52 cm, o autor menciona não conseguir distinguir diferenças

entre o lastro e o sublastro, o que remete a um sublastro de aproximadamente 25 cm (52 cm – 27 cm).

Apesar desta pesquisa não ter simulado pavimentos com 30 cm de espessura de sublastro, a espessura do sublastro não apresentou grande relevância na deflexão do pavimento, julgando-se válida a comparação. O autor não apresentou os módulos de resiliência para os diferentes tipos de lastro, que serão adotados pela experiência de outros autores, conforme apresentado nas seções 2.2.1.2 e 2.4, sendo (lastro considerado seco, valores crescentes com o aumento da quantidade de finos):

- a) 300 MPa para lastro novo;
- b) 400 MPa para lastro desquaneado;
- c) 500 MPa para lastro colmatado.

Para avaliar propriedades do sublastro e subleito, o autor utilizou o *Dynamic Cone Penetrometer* (DCP) e ensaios de CBR. Como neste trabalho é necessário o MR da camada, será utilizado a média de três correlações entre o MR e CBR, mencionados por PREUSSLER (2007):

- a) Equação (5.26), desenvolvida por Medina, Pinto e Preussler (1979)⁵³;
- b) Equação (5.27), desenvolvida por HEUKELOM e KLOMP (1962)¹²;
- c) Equação (5.28), desenvolvida por POWELL *et al.* (1984)⁵⁴.

$$MR \cong \frac{326 + 67 \text{ CBR}}{10} \quad (5.26)$$

$$MR \cong 10,34 \text{ CBR} \quad (5.27)$$

$$MR \cong 17,58 \text{ CBR}^{0,64} \quad (5.28)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (MPa);

CBR = índice de suporte califórnia (%).

No local com lastro desguarnecido o CBR médio do subleito foi de aproximadamente 28 %, resultando em um MR médio correlacionado de aproximadamente 219 MPa. No local com lastro colmatado o CBR foi de 26 %, resultando em um MR médio correlacionado de 206 MPa.

⁵³ A referência completa não é mencionada na dissertação do autor pesquisado. Procurou-se a referência completa do referido trabalho em diversas publicações em que a equação é mencionada, sem sucesso.

⁵⁴ Powell, W. D.; Potter, J. F.; Mayhew, H. C.; Nunn, M. E. (1984). The structural design of bituminous roads. TRRL Re-port LR 1132, 62pp.

Em ensaios triaxiais de carga repetida nas amostras do sublastro, COSTA (2016) encontrou módulos de resiliência variando entre 500 e 600 MPa.

Na via com lastro colmatado o autor considerou vagões vazios, com 80 kN/eixo, e a deflexão para este caso foi de aproximadamente 2,10 mm. O módulo de via foi de apenas 6 MPa, bem abaixo do encontrado em outras literaturas e nas simulações da presente pesquisa. A aplicação da formulação desenvolvida para o caso em questão parte da equação (5.20), considerando dormentes de madeira e é apresentada na equação (5.29).

$$\text{def} = 2,3640 \sqrt{\frac{40}{6}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{3850,1}{6}} + 0,0025 \sqrt[4]{\frac{1}{6}} + 0,0335 * 1,6 + 0,0034 \frac{0,27.ML}{6} + 0,0075 \frac{0,25.550}{6} + 0,0049 \frac{205,70}{6} \quad (5.29)$$

Outro caso analisado por COSTA (2016) considerou vagões carregados com 316 kN/eixo e as deflexões encontradas variaram entre 3,0 e 3,5 mm. A aplicação da formulação desenvolvida para este caso é apresentada na equação (5.30).

$$\text{def} = 2,3640 \sqrt{\frac{158}{20}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{3850,1}{20}} + 0,0025 \sqrt[4]{\frac{1}{20}} + 0,0335 * 1,6 + 0,0034 \frac{0,27.ML}{20} + 0,0075 \frac{0,25.550}{20} + 0,0049 \frac{205,70}{20} \quad (5.30)$$

Considerando o lastro novo e dormentes de concreto, os seguintes valores foram encontrados COSTA (2016):

- a) para uma carga de 58 kN/eixo, vagões vazios, deflexões da ordem de 0,37 mm;
- b) para uma carga de 281 kN/eixo, vagões carregados, deflexões da ordem de 1,57 mm;

As aplicações da formulação desenvolvida para estes casos são apresentadas na equação (5.31)(5.30).

$$\begin{aligned} \text{def} &= 2,3640 \sqrt{\frac{29}{42}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{3850,1}{42}} + 0,0039 \sqrt[4]{\frac{1}{42}} + 0,0335 * 1,6 + 0,0034 \frac{0,3.550}{42} + 0,0075 \frac{0,3.550}{42} + 0,0049 \frac{210}{42} \\ \text{def} &= 2,3640 \sqrt{\frac{140,5}{50}} - 0,2284 \sqrt[4]{\frac{3850,1}{50}} + 0,0039 \sqrt[4]{\frac{1}{50}} + 0,0335 * 1,6 + 0,0034 \frac{0,3.550}{50} + 0,0075 \frac{0,3.550}{50} + 0,0049 \frac{210}{50} \end{aligned} \quad (5.31)$$

Seguindo a mesma metodologia, a Tabela 5.16 apresenta o resumo das comparações efetuadas entre as deflexões medidas em campo e as estimadas pelas equações propostas. Como se percebe, as deflexões obtidas pela equação (5.24), corrigidas, se apresentam dentro da ordem de grandeza das equações medidas em campo. Na verdade, as deflexões apresentadas na Tabela 5.16 são picos aproximados das deflexões medidas em campo por COSTA (2016), o que valida os resultados distoantes.

Considerando as deflexões medidas no campo em pavimentos com propriedades principais dentro do intervalo dos parâmetros das simulações realizadas nesta pesquisa,

90 % apresentaram deflexões dentro dos limites esperados. As deflexões não contidas nos limites esperados apresentaram uma pequena diferença em relação a esses limites, o que pode ser considerado aceitável dada as incertezas do pavimento ferroviário e as considerações impostas nos dois estudos comparados.

Um aspecto importante observado na Tabela 5.16 é que as deflexões estimadas, mesmo com parâmetros simulados diferentes daqueles reais existentes, tendem a seguir as deflexões reais medidas em campo. Isto é, se a deflexão medida em campo é grande, a deflexão estimada será grande, se a deflexão medida em campo é pequena, a deflexão estimada tende a ser pequena, salvo exceções.

Tabela 5.16 – Comparações entre as deflexões medidas em campo por COSTA (2016) e as estimadas pelas equações (5.17) e (5.24) propostas

as estimadas pelas equações (5.17) e (5.24) propostas									
Condição do lastro	Carga (kN/eixo)	Tipo de dormente	Módulo de via calculado por COSTA (2016) (MPa)	Deflexão					Propriedades principais dentro do intervalo das simulações?
				Medida em campo (mm)	Estimada pela equação (5.17) (mm)	Estimada pela equação corrigida (5.24) (mm)	Com o desvio padrão como erro ($\pm 23,35\%$)		
							Limite inferior	Limite superior	
Novo com 30 cm de espessura	58	Concreto	42	0,37	1,37	0,53	0,40	0,65	Não
	281		50	1,57	3,39	1,49	1,14	1,84	Sim
	93		34	0,63	2,15	0,25	0,19	0,31	Não
	316		84	1,19	2,73	0,83	0,64	1,03	Sim
Desguarnecido com 40 cm de espessura	93*	Concreto	5	3,05	6,59	4,69	3,60	5,79	Não
	316		20	3,45	5,98	4,08	3,13	5,03	Sim
	318		49	1,80	3,69	1,79	1,37	2,20	Sim
	318		43	1,97	3,96	2,06	1,58	2,54	Sim
Colmatado com 27 cm de espessura	80	Madeira	6	2,10	5,43	3,53	2,70	4,35	Não
	316		20	3,50	5,97	4,07	3,12	5,02	Sim
	50		9	1,02	3,23	1,33	1,02	1,64	Não
	316		28	2,73	4,98	3,08	2,36	3,80	Sim
	318		17	3,92	6,55	4,65	3,56	5,73	Sim
* COSTA (2016) acredita que a deflexão medida para a carga de 93 kN/eixo superior em relação a carga de 316 kN/eixo deve-se à falta de contato (gan) entre o dormente e o lastro									

* COSTA (2016) acredita que a deflexão medida para a carga de 93 kN/eixo superior em relação a carga de 316 kN/eixo deve-se à falta de contato (gap) entre o dormente e o lastro

5.2.2.2 Comparação com dados de FERNANDES (2005)

FERNANDES (2005), em parceria com a Estrada de Ferro Vitória Minas (EFVM), DER/MG e a UFRGS, estudou a possibilidade de utilização de solos finos naturais, resíduos de mineração e materiais sintéticos na construção da infraestrutura ferroviária. Para tanto, o autor construiu um trecho experimental com 250 m de extensão subdividido em 7 seções e diferentes configurações de sublastros com 20 cm de espessura, alguns deles com o uso de geossintéticos, listados na Tabela 5.17.

Nas demais características, o trecho experimental tinha trilho TR-68, dormentes de aço, bitola métrica, lastro de escória aciaria com Abrasão Los Angeles igual a 10,43 % (agregados grandes e regulares, com aspecto superficial vítreo ou poroso, britado) e 45 cm de espessura, e subleito de solo granular com CBR igual 12 % e MR médio igual a 95 MPa.

Tabela 5.17 – Características dos sublastros dos trechos experimentais analisados por FERNANDES (2005)

Seções	Material do sublastro	Geosintético?
01	EL	Não
02	MP	Geogrelha no fundo da camada
03	MP	Geogrelha no topo da camada
04	MP	Geotêxtil no topo da camada
05	MP	Geotêxtil no fundo da camada
06	MP	Não
07	MP	Não

EL = Cascalho estéril-laterita, de cor avermelhada, composto de areia com pedregulho, classificação HRB A-1-a, MCT LA', CBR = 125 % e MR médio igual a 127,53 MPa para $\sigma_3 = 42$ kPa;
MP = Mistura de resíduos na pista, 50 % com solo granular (areia siltosa amarela), 25 % de rejeito de minério de ferro com granulometria entre areia e argila e 25 % de EL, classificação HRB A-2-4, MCT NA, CBR = 105,77 % e MR médio igual a 209,32 MPa para $\sigma_3 = 42$ kPa.

O autor não apresentou o módulo de resiliência para o lastro de escória de aciaria, que será estimado, conforme apresentado nas seções 2.2.1 e 2.4, igual a 400 MPa. O carregamento foi imposto por uma locomotiva de 8 eixos com peso total de 1600 kN, resultando em aproximadamente 100 kN por roda.

A Tabela 5.18 apresenta o comparativo das deflexões encontradas por FERNANDES (2005) e as estimadas pelas equações (5.17) e (5.24), propostas na presente tese. O módulo de via foi calculado com base nas deflexões medidas em campo, utilizando a equação a (3.50).

Tabela 5.18 – Comparações entre deflexões medidas em campo por FERNANDES (2005) e as estimadas pelas equações (5.17) e (5.24) propostas

Seção experimental	Módulo de via estimado (MPa)	Deflexão					Propriedades principais dentro do intervalo das simulações?
		Medida em campo (mm)	Estimada pela equação (5.17) (mm)	Estimada pela equação corrigida (5.24) (mm)	Com o desvio padrão como erro (± 23,35 %)		
					Limite inferior	Limite superior	
01	39,93	1,32	3,09	1,19	0,91	1,47	Não
02	39,93	1,32	3,09	1,19	0,92	1,47	Não
03	64,61	0,92	2,36	0,46	0,35	0,57	Não
04	25,64	1,84	3,96	2,06	1,58	2,54	Não
05	54,87	1,04	2,59	0,69	0,53	0,85	Não
06	8,87	4,08	7,09	5,19	3,98	6,40	Não
07	8,99	4,04	7,04	5,14	3,94	6,34	Não

Apesar das seções 02, 03, 04 e 05 utilizarem geosintéticos, questão não simulada nesta pesquisa, e alguns parâmetros estarem fora do intervalo das simulações procedidas, os resultados apresentados na Tabela 5.18 podem ser considerados satisfatórios. Isso

porque todas as deflexões estimadas pela equação (5.24) são da mesma ordem de grandeza das deflexões obtidas em campo, e que também estão contidas dentro dos limites inferiores e superiores esperados (exceto os trechos 03 e 05, mas não tão distoantes, dada as incertezas do pavimento ferroviário e as simplificações impostas).

5.2.2.3 Comparação com dados de SPADA (2003)

Os resultados experimentais apresentados por SPADA (2003) foram oriundos de um convênio entre a fundação COPPETEC e a antiga empresa estadual responsável pela malha dos trens da cidade do Rio de Janeiro, a FLUMITRENS.

Para a realização da bateria de ensaios em campo e laboratório, foram abertas trincheiras abaixo dos dormentes até o subleito, recolhendo-se amostras e caracterizando espessuras e materiais que compunham as camadas do pavimento. Ao todo foram realizados mais de 470 ensaios de laboratório de diversos tipos, incluindo o ensaio triaxial de cargas repetidas.

Em uma segunda etapa de análise, vários meses depois do recolhimento das amostras, retornou-se aos mesmos locais para se obter os módulos de via a partir de ensaios de carregamento estático e bacias de deflexão, utilizando-se a viga Benkelman. Para tal, foi utilizado um vagão carregado pesando 927,8 kN (roda com 115,975 kN).

Os trechos analisados foram bem heterogêneos, sendo a única padronização entre eles a utilização trilhos TR-57 e bitola larga de 1,6 m. Alguns pavimentos apresentavam graves problemas que podem alterar a previsão de deflexões frente a um pavimento em bom estado de conservação, sendo os seguintes:

- a) Dom Pedro II / Lauro Müller, km 1,370, linha 4 (sigla DP), local com tráfego intenso, onde houve substituição de dormente e socaria mecanizada um ano antes do recolhimento das amostras;
- b) São Diogo / Lauro Müller (Viaduto sobre a Avenida Francisco Bicalho), km 1,975, linha 5 (sigla SD), local com tráfego reduzido e drenagem precária, onde houve socaria mecanizada nos 3 anos anteriores à obtenção das amostras;
- c) Mangueira / São Francisco Xavier, km 5,195, linha 1 (sigla M), local onde houve limpeza manual do lastro meses antes do recolhimento das amostras e o esgoto oriundo de uma comunidade à montante da região alagava a via férrea e diminuiu a capacidade de suporte. Não foi possível alcançar o subleito devido a presença do nível d'água a 38 cm da base do dormente, mas com indícios de solo residual;

- d) Piedade / Quintino, km 13,720, linha 4 (sigla P), local com tráfego intenso, trecho de 40 m de extensão que anteriormente apresentava lastro com “bolsões de lama” em todo o seu comprimento, com espessa camada de lastro e subleito a 1,5 m abaixo da base do dormente, formado por areia média pouco argilosa cinza, dividido em quatro subtrechos:
- a. P5, relastrado e aplicado geocélula;
 - b. P15, relastrado e aplicado geotêxtil;
 - c. P25, relastrado;
 - d. P35, mantido nas condições originais de degradação.
- e) Cascadura / Madureira, km 15,780, linha 2 (sigla C), local com tráfego intenso, lastro concretionado (aglutinado), sujeito a inundação devido ao transbordo de um córrego durante fortes chuvas. Ao se realizar os ensaios de deflexão e módulo de via, a linha estava sendo remodelada e os materiais até o nível do subleito foram removidos, podendo ocasionar diferente correlação entre as propriedades obtidas e a deflexão medida;
- f) Oswaldo Cruz / Bento Ribeiro, km 18,350, linha 1 (sigla OC), local com tráfego intenso e grande quantidade de dormentes inservíveis, ocasionando deflexões elevadas;
- g) Bento Ribeiro / Marechal Hermes, km 19,443, linha 4 (sigla BR), local com tráfego reduzido;
- h) Realengo / Padre Miguel, km 27,950, linha 2 (sigla R), local com tráfego reduzido e no contato do lastro com o subleito foi observado a presença de pedras com dimensões da ordem de 30x40 cm;
- i) Nova Iguaçu / Comendador Soares, km 37,080, linha 1 (sigla NI), local com tráfego reduzido onde ocorreu a substituição de dormentes intercalada com dormentação apodrecida 2 anos antes da realização dos ensaios, além de socaria mecanizada 1 ano antes;
- j) Comendador Soares / Austin, km 42,580, linha 1 (sigla CS), local com tráfego reduzido e problemas geométricos, onde ocorreram socarias nos 4 anos que antecederam a abertura das trincheiras. Existia uma camada de escória antes do subleito;
- k) Engenheiro Pedreira / Japeri, km 56,400, linha 1 (sigla EP), trecho de tráfego reduzido onde houve a substituição do lastro e emprego de manta geotêxtil separando o lastro e o subleito;

- l) Vieira Fazenda / Del Castilho, km 9,885, linha 1 (sigla VF), local com tráfego reduzido e presença do nível d'água a 18 cm abaixo da base do dormente. Houve a substituição de lastro, aplicação de dormentes monoblocos de concreto protendido e a correção geométrica um ano antes da obtenção das amostras;
- m) Costa Barros / Pavuna, km 25,804, linha 1 (sigla CB), trecho com tráfego reduzido, dormentes monoblocos de concreto protendido e nível d'água a 50 cm abaixo da base dos dormentes, onde o lastro foi substituído e empregado manta geotêxtil para separá-lo do subleito;
- n) Triagem / Manguinhos, km 6,412, linha 2 (sigla T), segmento com tráfego reduzido, frequentemente inundado pelo Rio Faria. As obtenções do módulo de via e da deflexão ocorreram a 54 m do local onde os materiais foram obtidos, uma vez que a via estava interrompida;
- o) Duque de Caxias / Gramacho, km 19,720, linha 1 (sigla DC), segmento com tráfego reduzido.

Considerando as variáveis de interesse desta tese, as estruturas dos pavimentos analisados por SPADA (2003) são apresentadas na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 – Propriedades dos pavimentos analisados por SPADA (2003)

Sigla do trecho	Dormentes	Lastro		Subleito	U (MPa)	Deflexão máxima (mm)
		Espessura (m)	MR (MPa)	MR (MPa)		
DP	Madeira	1,2	398	---	53,53	2,76
SD	Bi-bloco	0,15	---	---	96,70	2,82
M	Madeira	0,60	389	---	30,2	5,86
P5	Monobloco	0,60	---	---	48,58	---
P15	Monobloco	0,50	---	---	60,38	---
P25	Monobloco	0,60	505	---	23,43	7,50
P35	Monobloco	0,80	---	---	35,88	4,84
C	Monobloco	0,72	370	140	47,25	2,68
OC	Madeira	0,80	476	130	41,15	3,46
BR	Madeira	0,63	461	309	63,98	2,82
R	Madeira	0,48	360	162	43,4	4,24
NI	Madeira	0,80	216	113	54,1	8,12
CS	Bi-bloco	0,80	419	172	68,33	2,04
EP	Monobloco	0,42	761	145	63,60	2,15
VF	Monobloco	0,60	472	---	126,48	1,94
CB	Monobloco	0,50	292	---	64,28	1,14
T	Bibloco	0,60	---	---	53,95	2,96
DC	Madeira	0,60	422	803	54,00	5,48

Com base nos resultados do autor e por se tratar de linhas antigas com muitas intervenções, não foi possível verificar um sublastro evidente, que foi desconsiderado. Os módulos de via apresentados são de valores médios entre módulos de assentamento (que

consideram o gap entre o lastro e a base dos dormentes) e de contato (considerando o dormente já em contato com o topo da camada de lastro).

Os procedimentos de ensaio e os pares de tensões utilizados nos ensaios triaxiais são encontrados na tese do autor em referência. O modelo utilizado para estimar o módulo de resiliência (MR) foi o $k-\theta$ para materiais granulares, equação (2.7). Os valores do MR informados na Tabela 5.19 representam médias e foram calculados com base nos parâmetros k_1 e k_2 do modelo $k-\theta$, fornecidos por SPADA (2003), sendo θ determinado a partir dos pares de tensões. O autor teve o cuidado de diferenciar os parâmetros k_1 e k_2 a cada 20 cm de profundidade, por vezes considerando ainda o material úmido e seco.

Com base nas propriedades fornecidas por SPADA (2003) e apresentadas na Tabela 5.19, considerando ainda os parâmetros de input requeridos pela equação proposta na presente tese, somente as deflexões dos trechos C, OC, BR, R, NI, EP e DC são possíveis de comparação com as deflexões estimadas, conforme a Tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Comparações entre deflexões medidas em campo por SPADA (2003) e as estimadas pela equação (5.17) proposta

Trecho	Módulo de via estimado (MPa)	Deflexão				Propriedades principais dentro do intervalo das simulações?
		Medida em campo (mm)	Estimada pela equação (5.17) (mm)	Com o desvio padrão como erro ($\pm 23,35\%$)		
				Limite inferior	Limite superior	
C	47,25	2,68	3,16	2,42	3,90	Não
OC	41,15	3,46	3,42	2,62	4,22	Não
BR	63,98	2,82	2,69	2,06	3,32	Não
R	43,4	4,24	3,31	2,54	4,08	Não
NI	54,1	8,12	2,93	2,24	3,61	Não
EP	63,60	2,15	2,69	2,06	3,32	Não
DC	54,00	5,48	3,00	2,30	3,70	Não

Conforme se verifica na Tabela 5.20, foram consideradas apenas as deflexões estimadas pela equação padrão (não corrigida), em virtude da maior proximidade dos valores estimados frente às deflexões medidas em campo, com 4 das 7 deflexões comparadas estando dentro dos limites estimados, o que é uma boa quantidade, principalmente considerando o estado de conservação dos pavimentos analisados por SPADA (2003).

A deflexão de 8,12 mm medida em campo pode ser considerada bem acima daquela obtida em um pavimento ferroviário convencional, podendo ser excluída, provavelmente ocasionada por problemas durante a aquisição dos dados ou defeitos severos no pavimento, como a dormentação em mau estado de conservação, conforme informado por SPADA (2003).

5.2.2.4 Considerações finais

Para a utilização da formulação proposta na presente tese, dentre várias variáveis intervenientes do pavimento ferroviário facilmente obtidas, como o tipo de trilho e dormente, a bitola e a espessura das camadas, também é necessário o conhecimento do módulo de resiliência das camadas de lastro, sublastro e subleito.

A obtenção do MR em laboratório não é tarefa trivial, geralmente requerendo uma câmara triaxial de cargas repetidas, infelizmente equipamento raramente encontrado nas universidades e empresas brasileiras, principalmente nas dimensões requeridas para o ensaio do lastro ferroviário. Uma maneira de suprir essa necessidade é realizando ensaios não destrutivos com equipamentos portáteis, tais como o GeoGauge e o LWD (seções 2.3.3 e 2.3.4), que também apresentam resultados aproximados.

No entanto, em virtude da impossibilidade de acesso a equipamentos adequados, muitos pesquisadores brasileiros ainda apresentam seus resultados em função do CBR, principalmente das camadas de sublastro e subleito, levando a necessidade da utilização de correlações para a obtenção do MR, uma aproximação do valor real que pode alterar o resultado final da deflexão.

O modelo de GUIMARÃES (2009) foi desenvolvido com base em ensaios experimentais, correlacionando a ciclagem de carregamentos, o estado de tensão e a deformação permanente axial, parâmetros adequados e de relevância para pavimentos. Para tais correlações e para cada tipo de solo se utiliza quatro constantes empíricas, denominadas Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 , e, portanto, trata-se de um método algébrico teórico-empírico e não de natureza evolutiva como os de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb (alerta realizado pelo próprio Ph.D David H. Allen da Texas A&M University, em visita ao Brasil, como mencionado no início desse capítulo).

Antes mesmo do início das 768 simulações realizadas nesta pesquisa, acreditou-se que um modelo de plasticidade evolutivo forneceria previsões mais significativas e precisas de tensões e deformações para os materiais que compõem o pavimento ferroviário. Mesmo assim, pelo pioneirismo que requer uma tese e a necessidade de testar o comportamento do modelo de GUIMARÃES (2009) em simulações numéricas, decidiu-se por utilizá-lo.

Como se verificou nos resultados apresentados, as simulações procedidas utilizando o modelo de GUIMARÃES (2009), da maneira com que foi implementado, forneceram deformações verticais condizentes com a realidade, inclusive compatíveis

com valores medidos em pavimentos reais. No entanto, verificou-se variações significativas nas tensões em pequenas regiões das camadas geotécnicas onde o modelo foi implementado, conforme exemplificado na Figura 5.44, onde em uma pequena área de 98 cm², composta por 4 elementos triangulares, diferentes tensões foram encontradas.

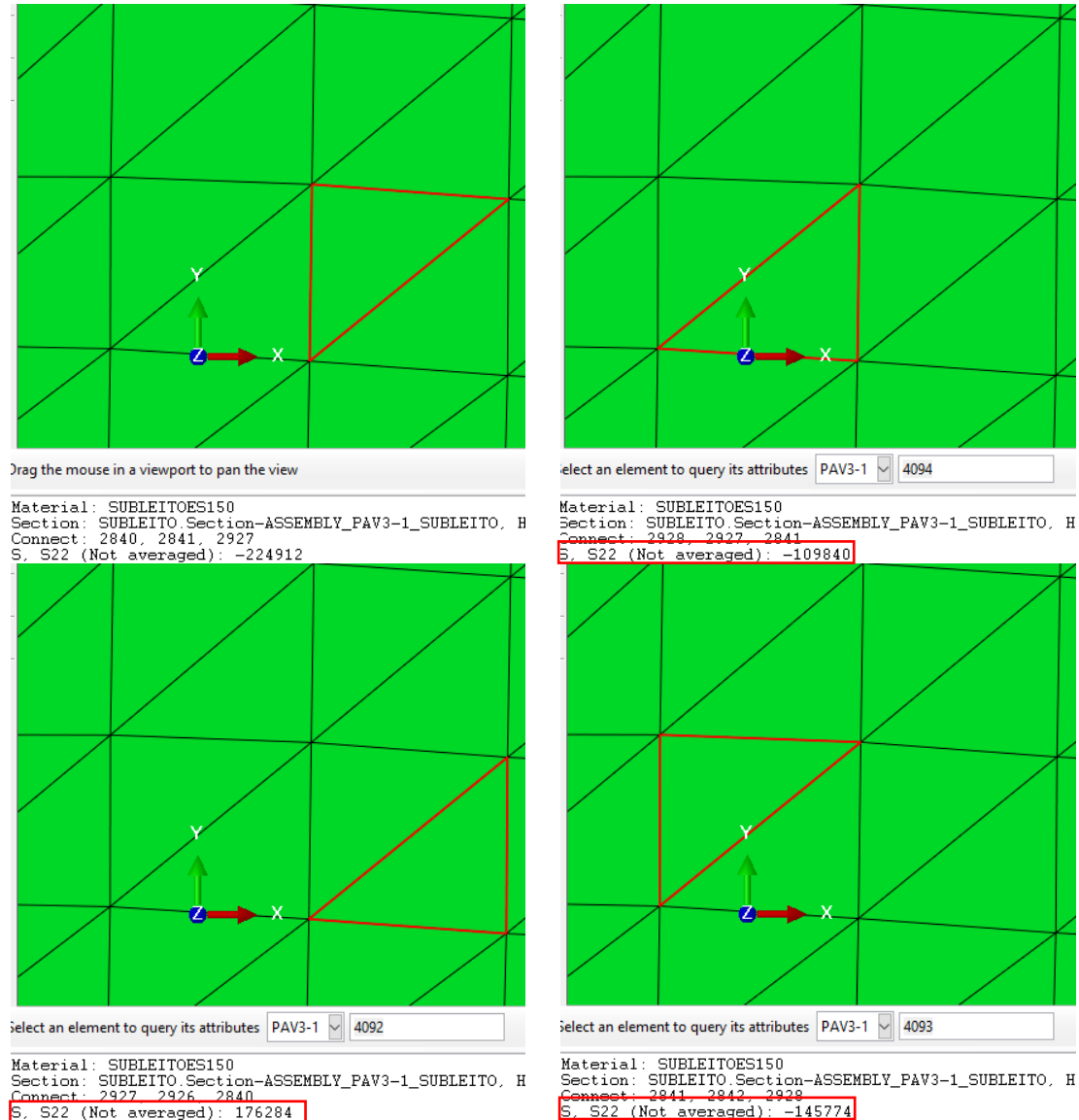


Figura 5.44 – Tensões normais ao eixo vertical (Y) em uma mesma profundidade do subleito em uma área de 98 cm²

Na equação (5.32) a formulação do modelo de GUIMARÃES (2009) é rerepresentada em sua forma original. Nas simulações procedidas nesta tese a tensão desvio foi considerada igual a diferença da tensão vertical pela tensão confinante, ou seja, $\sigma_d = \sigma_{22} - \sigma_{oct}$, assim como a tensão confinante σ_3 do modelo original consirada igual à tensão normal octaédrica, σ_{oct} . Dessa maneira, a equação (5.32) tomou a forma da equação (5.33).

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} = \Psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} \quad (5.32)$$

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_{22} - \sigma_{oct}}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} \quad (5.33)$$

No entanto, outras maneiras de implementação do modelo de GUIMARÃES (2009) poderiam ser procedidas:

- a) considerando que a tensão desvio é a que efetivamente atua verticalmente no pavimento em determinada profundidade, e que o ABAQUS já fornece tal tensão efetiva para cada ponto da malha em elementos finitos, σ_{22} , poder-se-ia considerar $\sigma_d = \sigma_{22}$, transformando a equação (5.32) na equação (5.34);
- b) ou ainda considerando a tensão confinante como a média das tensões horizontais σ_{11} e σ_{33} , tornando o modelo a ser simulado conforme apresentado na equação (5.35).

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_{22}}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} \quad (5.34)$$

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \left(\frac{(\sigma_{11} + \sigma_{33})/2}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_{22}}{\sigma_{ref}} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} \quad (5.35)$$

Tais considerações se escondem no fato que ao simular alguns pavimentos ferroviários com a equação (5.34) ao invés da equação (5.33), obteve-se melhoria considerável das variações das tensões apresentadas na Figura 5.44, porém resultando em deflexões da ordem de 6 mm a 2 cm, bem acima daquelas encontradas na literatura pesquisada e medidas em campo por COSTA (2016), FERNANDES (2005) e SPADA (2003).

Como o foco da presente pesquisa é a análise de deflexões e não a análise de tensões, decidiu-se manter nas simulações a equação (5.33) por apresentar resultados mais condizentes com aqueles medidos em campo. No entanto, por se tratar de uma implantação pioneira do modelo de GUIMARÃES (2009) em MEF, considera-se importante o registro de tal questão, podendo ser de grande valia à futuros pesquisadores.

Registra-se também que as deflexões obtidas nas simulações procedidas são consequência de diversas tentativas prévias da implantação do modelo de GUIMARÃES (2009), onde conscientemente não se alterou os parâmetros Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 ao se alterar a maneira com que as tensões principais são inseridas no modelo. Os carregamentos, o estado de conservação real do pavimento e do material rodante, a isotropia, as correlações

a partir de parâmetros geotécnicos e as linearidades impostas já são por si só aproximações entre a condição real e a simulada. Como consequência, em algumas situações pode-se encontrar deflexões reais que divergem bastante das deflexões estimadas pelas equações aqui propostas.

Todavia, conforme observa-se na Figura 5.45, Figura 5.46 e na Figura 5.47, as deflexões estimadas têm na maioria dos casos boa fidelidade com as deflexões medidas em campo (o ponto da deflexão medida em campo, apresentada no gráfico, está próximo da linha de estimativa perfeita), exceto em algumas medidas realizadas por SPADA (2003), provavelmente pelo estado precário do pavimento encontrado pelo pesquisador.

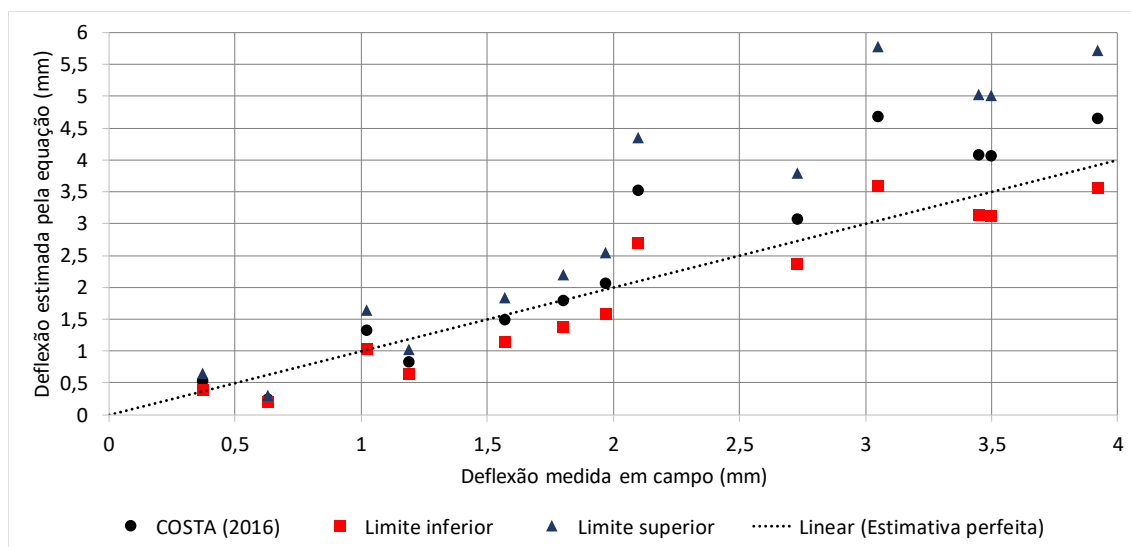


Figura 5.45 – Deflexões medidas em campo por COSTA (2016) vs deflexões estimadas

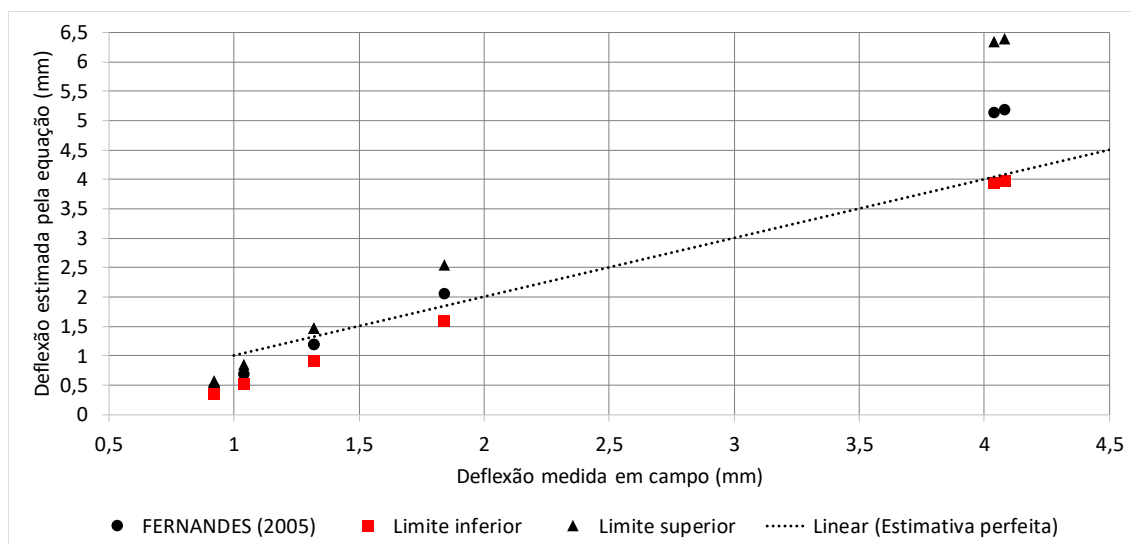


Figura 5.46 – Deflexões medidas em campo por FERNANDES (2005) vs deflexões estimadas

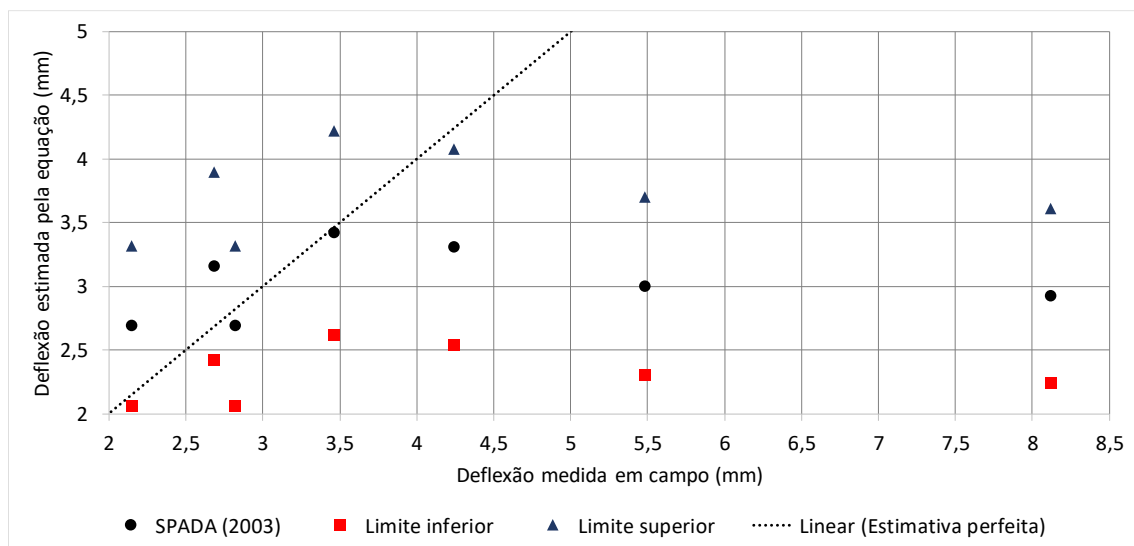


Figura 5.47 – Deflexões medidas em campo por SPADA (2003) vs deflexões estimadas

6 Conclusões e sugestões de pesquisas futuras

As deflexões estimadas pelas equações (5.17) e (5.24) foram comparadas de maneira satisfatória com os valores medidos em campo por COSTA (2016), FERNANDES (2005) e SPADA (2003), principalmente por serem da mesma ordem de grandeza, tornando o método da presente pesquisa uma alternativa para a estimativa de deflexões de pavimentos ferroviários.

As referidas equações são resultado de diversas parametrizações entre diferentes propriedades relevantes do pavimento ferroviário, como o tipo de trilho, dormentes, bitola, espessuras e o módulo de resiliência das camadas geotécnicas. A vantagem é a facilidade na estimativa de deflexões em pavimentos ferroviários e a flexibilidade dos fatores de influência do sistema matricial. Já a desvantagem é a necessidade de realizar diversas simulações de pavimentos para a formação do sistema matricial que correlaciona os diferentes tipos de vias, solicitações e respectivas deflexões.

A base teórica do método foi demonstrada ao longo da tese, tratando-se de uma análise mecanística-empírica consistente e adequada para o pavimento ferroviário, visto que nas análises numéricas para a obtenção das deflexões utilizou-se propriedades mecânicas dos materiais das camadas, como o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson, diferente das equações clássicas para estimativa de deflexões mencionadas na seção 3.10, como as de ZIMMERMANN (1888)⁴ e TALBOT (1918-1941)⁵.

A utilização do critério de Drucker-Prager para o lastro, diferente do critério de Mohr-Coulomb, é justificada na revisão bibliográfica como mais adequado para simulações de materiais pétreos britados, tendo como referência outros pesquisadores que também utilizaram tal critério, como FERREIRA e TEIXEIRA (2012), INDRARATNA *et al.* (2011) e PROFILLIDIS (2006).

Com base nas análises paramétricas e na bibliografia pesquisada, conclui-se que:

- a) o carregamento imposto é o principal responsável pela magnitude da deflexão, deixando todas as demais propriedades do pavimento em segundo plano;
- b) o trilho tem a função principal de distribuir os carregamentos para os dormentes, sendo a camada de maior relevância ao combate das deflexões excessivas. Quando mais rígido o trilho, melhor a distribuição das tensões e menores são as deflexões;

- c) as maiores deflexões ocorrem para vias com dormentes de aço, seguido pelo dormente de madeira e monobloco de concreto;
- d) considerando os modelos e critérios aplicados nas simulações, pode-se afirmar que quando não é considerada a degradação da camada de lastro, essa não tem influência significativa na deflexão. No entanto, as bibliografias pesquisadas mostram ser uma das camadas de maior influência na deformação permanente do pavimento ao longo do tempo. Com a quebra dos fragmentos do lastro, ao se colmatar, uma vez que os vazios ficam preenchidos com finos, a camada tende a aumentar sua rigidez (MR) quando seca e reduzir a rigidez quando saturada;
- e) o sublastro granular não se mostrou relevante para as deflexões medidas. Sua contribuição está mais ligada à transição granulométrica entre o lastro e o subleito, sendo uma camada de importância para garantir a durabilidade do pavimento, evitando a degradação acelerada do lastro. Nesse aspecto, recomenda-se maiores estudos da influência do sublastro asfáltico no pavimento ferroviário, que provavelmente reduz a magnitude das deflexões e aumenta a vida útil do pavimento. Essa solução, atrelada à utilização de geocompostos, mais a aplicação de *undersleeper pads* sob os dormentes de concreto são o futuro das ferrovias de carga pesada e não foram encontradas pesquisas englobando todas estas soluções;
- f) o subleito é uma camada de extrema relevância no controle das deflexões, principalmente quando todas as camadas superiores não colaboram para a distribuição das tensões. Como esperado, subleitos mais rígidos resultam em deflexões menores, enquanto subleitos menos rígidos resultam em deflexões maiores. O módulo de resiliência da camada está intimamente relacionado com a umidade, mais uma vez remetendo à importância do sublastro na durabilidade do pavimento. Maiores estudos correlacionando a deflexão com a variação da umidade do subleito para diversos tipos de solos seriam de grande contribuição para a engenharia ferroviária.

Na definição da quantidade de simulações a serem realizadas, procurou-se escolher uma gama de propriedades comuns às ferrovias de cargas pesadas brasileiras. No caso dos trilhos, o autor desta tese tem conhecimento que ainda existem várias vias no Brasil com trilhos TR-45, fora do intervalo das simulações realizadas, porém sendo

gradualmente substituídos por trilhos iguais ou superiores ao TR-57. Já o trilho UIC-60, que está sendo implantado em larga escala nas ferrovias Norte-Sul e de Integração Oeste-Leste, tem momento de inércia intermediário entre os trilhos TR-57 e TR-68, simulados.

Para a simulação do conjunto de fixação, a recomendação é a discretização do dispositivo de apoio existente entre o trilho e o dormente, conforme demonstrado na seção 5.1.4. Caso seja considerado molas, essas poderão exercer significativa influência na deflexão total do pavimento, alterando a deflexão real.

Para o espaçamento entre os dormentes, recomenda-se o limite de 60 cm, uma vez que espaçamentos maiores aumentam de maneira significativa as tensões normais nas demais camadas do pavimento ferroviário. Além do mais, conforme verificado nas revisões bibliográficas, tal espaçamento também é um limite para que seja válida a consideração aproximada que 50 % da força exercida pelo eixo seja aquela máxima direcionada aos dormentes, sem considerar os coeficientes de impacto e dinâmicos.

Conforme sugerido por WERKMEISTER (2003) e FERNANDES (2005), no Anexo D – Resultados das simulações realizadas, é fornecido à futuros pesquisadores um banco de dados com deflexões e módulos de vias de 768 combinações de pavimentos simulados, servindo como base para a definição de tolerâncias ou estimativas para diferentes tipos de vias férreas. Em ferrovias recém construídas ou em manutenção, estabelecendo-se um parâmetro teórico de deflexão, ou seja, utilizando as equações propostas ou consultado o anexo, é possível comparar a deflexão obtida em campo e avaliar o estado do pavimento, visto que são apresentados valores de deflexões com base teórica consistente.

A partir dos resultados encontrados, pode-se afirmar que o módulo de via não deve ser visto apenas como um parâmetro qualitativo do pavimento ferroviário, mas como um parâmetro representativo do comportamento global do pavimento de acordo com as propriedades das camadas que o compõem. O módulo de via é uma identidade para determinado pavimento e não reflete de maneira inequívoca o estado qualitativo do pavimento ferroviário. A qualidade deve ser analisada também com base em deflexões, degradação do lastro, taxa de dormentação inservível e desgaste dos trilhos e não apenas considerando o módulo de via.

Não necessariamente o pavimento com menor módulo de via apresenta uma qualidade inferior, visto que pavimentos semelhantes podem resultar em diferentes módulos de via alterando-se apenas o dormente. Ou seja, substituindo um dormente de

concreto por um dormente de aço, ambos novos, resultando em um pavimento que apresenta menor módulo de via, este é qualitativamente inferior? Claro que não.

De fato, quanto maior o módulo de via maior a rigidez do pavimento ferroviário, afinal é um parâmetro de rigidez, no entanto uma alta rigidez nem sempre pode ser atrelada a uma condição satisfatória da via. Uma alta rigidez representa acréscimo de tensões nas camadas do pavimento e por consequência um provável aumento do desgaste nos trilhos e aumento da quebra dos fragmentos do lastro, acelerando os recalques diferenciais e comprometendo a geometria da via a longo prazo.

As equações clássicas para a determinação de U correlacionam o módulo de via com a deflexão, o carregamento e a rigidez do trilho, mas não com propriedades qualitativas ou demais parâmetros físicos das camadas do pavimento. Com base no exposto, sugere-se para pesquisas futuras um estudo mais aprofundado sobre o módulo de via e a formulação de outras equações que correlacionem propriedades das camadas do pavimento ferroviário.

Nas simulações numéricas no ABAQUS para a parametrização dos diferentes tipos de pavimentos, decidiu-se por utilizar modelos em 2D, facilitando a implantação do modelo de GUIMARÃES (2009) por intermédio da subrotina UMAT e reduzindo o tempo computacional para o processamento dos problemas.

As tensões obtidas no output do software ABAQUS nas camadas onde foi utilizado o modelo de GUIMARÃES (2009), em alguns momentos não apresentaram valores equivalentes entre elementos adjacentes para uma mesma profundidade e pequena área de influência. Tal questão pode estar atrelada ao tipo do elemento finito utilizado e a maneira com que foi considerado o estado de tensões na equação do modelo. Assim, sugere-se para pesquisas futuras maiores análises do modelo com outros tipos de elementos finitos, aprofundando-se na maneira de considerar a tensão confinante com base no exposto na seção 5.2.2.4.

A metodologia para o cálculo das deflexões do pavimento ferroviário apresentado nesta pesquisa não considerou explicitamente o espaço vazio entre o dormente e o lastro (gap), o que invariavelmente aumenta o valor da deflexão mensurada em campo, evidenciado no trabalho de SPADA (2003). Tal variável é de grande importância na mensuração de pavimentos com deficiências de compactação, recomendando-se para pesquisas futuras a mensuração mais precisa do gap, onde a deflexão total deverá ser um somatório da deflexão oriunda das camadas do pavimento mais o gap, que varia conforme

o estado de conservação da via férrea. Verificou-se que o gap é da mesma ordem de grandeza das deflexões do pavimento, justificando maiores estudos desse parâmetro.

Também para pesquisas futuras, sugere-se o aumento do banco de dados apresentado, simulando pavimentos com maior variedade de solos, com módulos de resiliência maiores e menores, da ordem de 500 e 60 MPa. O mesmo estudo com modelos totalmente elásticos também seria de grande valia, facilitando a parametrização de mais propriedades das camadas.

Referências bibliográficas

- ABNT NBR 11691 (2015). **Vagão Ferroviário - Classificação, identificação e marcação**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 10 p.
- ABNT NBR 11709 (2015). **Dormente de concreto - Projeto, materiais e componentes**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 137 p.
- ABNT NBR 15497 (2007). **Metroferroviário - Placa de apoio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 18 p.
- ABNT NBR 5564 (2014). **Via férrea - Lastro ferroviário - Requisitos e método de ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 26 p.
- ABNT NBR 6118 (2014). **Estruturas de concreto - procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 238 p.
- ABNT NBR 7511 (2013). **Dormente de madeira - requisitos e métodos de ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 24 p.
- ABNT NBR 8497 (2009). **Metroferroviário - Trefeão - Requisitos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 10 p.
- ABNT NBR NM 51 (2001). **Agregado graúdo - Ensaio de abrasão "Los Angeles"**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 6 p.
- ALBALAT, S. A.; DOMINGO, L. M.; SANCHIS, I. V.; HERRÁZ, J. I. R.; SEGARRA, A. V. (2011). **Crumb rubber modified bitumen for sub-ballast layer**. 9th World Congress on Railway Research, França. 9 p.
- ALVES FILHO, A. (2012). **A base da Tecnologia CAE: análise não linear**. 1ª edição. São Paulo: Érica, 320 p.
- ALVES, V. A. H. S. (2014). **Avaliação da Resistência a Degradação Mecânica de Agregados da Região Metropolitana do Rio de Janeiro por Técnicas Digitais de Imagens**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 145 p.
- ANDERSON, J. S.; ROSE, J. G. (2008). **In-Situ Test Measurement Techniques Within Railway Track Structures**. University of Kentucky, Lexington. 21 p.
- AREMA (2013). **American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association**. Lanham, MD.
- BASTOS, P. S. S. (1999). **Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçado com fibras de aço**. Tese de doutorado em engenharia de

estruturas. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 255 p.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. (2008). **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 1ª edição. Rio de Janeiro: Petrobrás e Abeda, 501 p.

BEZIN, Y.; IWNICKI, S. D.; CAVALLETTI, M.; VRIES, E.; SHAHZAD, F.; EVANS, G. (2009). **An investigation of sleeper voids using a flexible track model integrated with railway multi-body dynamics**. Manchester Metropolitan University, Swinden Technology Centre, Manchester, Uk; Rotherham, UK. 13 p.

BIAN, X.; JIANG, J.; JIN, W.; SUN, D.; LI, W.; LI, X. (2016). **Cyclic and Postcyclic Triaxial Testing of Ballast and Subballast**. American Society of Civil Engineers. Dept. of Civil Engineering, Zhejiang University, Yuhangtang. (DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001523). 11 p.

BITUME (2014). **Sous Les Rails, le Bitume**. França. 8 p.

BRINA, H. L. (1988). **Estradas de ferro: via permanente**. 2ª edição. Belo Horizonte: UFMG, v. 1.

BRYSON, L. S.; ROSE, J. G. (2009). **Pressure measurements and structural performance of hot mixed asphalt railway trackbeds**. 8th International Conference, University of Illinois at Urbana. University of Kentucky, Illinois. 10 p.

CANDIAN, L. M. (2007). **Estudo do polietileno de alta densidade reciclado para uso em elementos estruturais**. Dissertação de mestrado em estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. 167 p.

CBTU (1985). **Manual de trilhos**. Companhia Brasileira de Trens Urbanos, Rio de Janeiro. 197 p.

CFN (1974). **Normas técnicas para a construção das estradas de ferro brasileiras**. Conselho Ferroviário Nacional, Brasil. (Resolução nº 43 de 1966). 22 p.

CORREIA, L. F. M. (2007). **Estudo da sensibilidade dos parâmetros de dimensionamento de uma via férrea submetida às deformações verticais**. Dissertação de mestrado em engenharia de transportes. Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 308 p.

COSTA, R. C. (2016). **Proposição de dispositivo de medidas "in situ" para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso da Estrada de Ferro Carajás**. Dissertação de mestrado em ciências na área de Engenharia de Transportes. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 176 p.

COSTA, R.; MOURA, E.; BERNUCCI, L.; MOTTA, R.; TEIXEIRA, A.; SGAVIOLI, F. (2015). **Dispositivo de medição de deslocamentos em via permanente para determinação do módulo de via**. XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transportes da ANPET, Ouro Preto - MG. 12 p.

CUCONATO, J. M. (1998). **Estudo da contaminação do lastro ferroviário e o uso de geossintéticos no controle do fenômeno**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 110 p.

CVRD (2002). **Informações técnicas das locomotivas**. Companhia Vale Do Rio Doce, Brasil. 35 p.

DI MINO, G.; DI LIBERTO, M.; MAGGIORE, C.; NOTO, S. (2012). **A dynamic model of ballasted rail track with bituminous sub-ballast layer**. 5th International Congress Sustainability of Road Infrastructures, Czech Republic. 13 p.

DNER-ME 024 (1994). **Pavimento - determinação das deflexões pela viga Benkelman**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro. 6 p.

DNIT (2010). **134 - ME: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro. 11 p.

DNIT (2012). **Procedimento para inspeção de material: trilho**. Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes, Brasília. 44 p.

DUNNE, F.; PETRINIC, N. (2005). **Introduction to Computacional Plasticity**. Oxford, UK: Oxford, v. 1, 259 p.

EAPA (2014). **Asphalt in railway tracks**. European Asphalt Pavement Association, Brussels. 22 p.

ESVELD, C. (2001). **Modern Railway Track**. 2ª edição. Zaltbommel: MRT-Productions, 740 p. Delft University of Technology.

FANG, M.; CERDAS, S. F.; QIU, Y. (2013). **Numerical determination for optimal location of sub-track asphalt layer in high-speed rails**. Springer. 103-110 p.

FENG, H. (2011). **3D-models of railway track for Dynamics Analysis**. Royal Institute of Technology, Stockholm. 92 p.

FERNANDES, G. (2005). **Comportamento de estruturas de pavimentos ferroviários com utilização de solos finos e/ou resíduos de mineração de ferro associados a geossintéticos**. Tese de doutorado em geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília. 253 p.

FERNANDES, J. A. S. (2011). **Modelação do comportamento mecânico de vias-férreas**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa. 141 p.

FERREIRA, T. M.; TEIXEIRA, F. P. Rail Track Performance with Different Subballast Solutions: Traffic and Environmental Effects on Subgrade Service Life. **Journal of Transportation Engineering. American Society of Civil Engineers**, Dezembro 2012. 10.

FORTUNATO, E.; FONTUL, S.; PAIXÃO, A.; CRUZ, N.; CRUZ, J.; ASSEICEIRO, F. (2013). **Case study on the rehabilitation of an old African heavy haul freight line**. World Congress on Railway Research (WCRR), Sydney. 7 p.

FURLAN, F. A. C. (2011). **Métodos locais de integração explícito e implícito aplicados ao método de elementos finitos de alta ordem**. Universidade Estadual de Campinas, Campinas. (Dissertação de Mestrado). 116 p.

GEOGAUGE (2007). **GeoGauge user Guide**. Model H-4140. Humboldt Mfg. Co., Elgin. 37 p.

GUÉRIN, N. (1996). **Approche experimentale et numerique du comportement du ballast des voies ferrées**. Tese de doutorado. École Nationale de Ponts e Chaussées, Paris. 219 p.

GUIMARÃES, A. C. R. (2001). **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do Shakedown aplicada a pavimentos flexíveis**. Dissertação de mestrado em Ciências. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 184 p.

GUIMARÃES, A. C. R. (2009). **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese de doutorado em Engenharia Civil. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 367 p.

GUIMARÃES, C. A. B. (1999). **Análise das solicitações dinâmicas na via férrea através da simulação da interação entre veículo e via**. Faculdade de Engenharia Mecânica da Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 261 p.

HELWANY, S. (2007). **Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications**. New Jersey: John Wiley & Sons, 398 p.

HUANG, Y. H.; LIN, C.; DENG, X.; ROSE, J. (1984). **Kentrack: a computer program for hot-mix asphalt and conventional ballast railway trackbeds**. Department of Civil Engineering, Asphalt Institute. National Asphalt Pavement Association, Lexington. 164 p.

INDRARATNA, B.; IONESCU, D.; CHRISTIE, H. D. (1998). **Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. University of Wollongong, New South Wales. 11 p.

INDRARATNA, B.; NGO, N. T.; RUJIKIATKAMJORN, C. (2013). **Deformation of Coal Fouled Ballast Stabilized with Geogrid under Cyclic Load**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1275-1289 p.

INDRARATNA, B.; NIMBALKAR, S. (2013). **The Role of Geosynthetics in Improving the Behaviour of Ballasted Rail Tracks**. Centre for Geomechanics & Railway Engineering, Wollongong City, Australia. 32 p.

INDRARATNA, B.; SALIM, W.; RUJIKIATKAMJORN, C. (2011). **Advanced Rail Geotechnology**. 1ª edição. New York: CRC Press.

KELLY, P. Mechanics Lecture Notes, Auckland, Nova Zelândia, 2015. Disponível em: <<http://homepages.engineering.auckland.ac.nz/~pkel015/SolidMechanicsBooks/>>. Acesso em: 18 out. 2015.

KIM, D.; KIM, S. D.; LEE, J. (2006). **Easy Detection and Dynamic Behavior of Unsupported Sleepers in High Speed Ballasted Track**. Uiwang, Korea. 8 p.

KLINCEVICIUS, M. G. Y. (2011). **Estudo de propriedades, de tensões e do comportamento mecânico de lastros ferroviários**. Dissertação de mestrado em Engenharia. Universidade de São Paulo, São Paulo. 171 p.

LACKENBY, J.; INDRARATNA, B.; MCDOWELL, G.; CHRISTIE, D. (2007). **Effect of confining pressure on ballast degradation and under cyclic triaxial loading**. Géotechnique 57, Nº. 6, . (doi: 10.1680/geot.2007.57.6.527). 527-536 p.

LELIS, T. A. (2004). **Influência da energia de compactação nas relações entre o módulo resiliente, CBR e resistência à compressão não confinada de solos da Zona da Mata norte de Minas Gerais**. Dissertação de Mestrado. Viçosa. 145 p.

LI, D.; HYSLIP, J.; SUSSMANN, T.; S., C. (2015). **Railway Geotechnics**. New York: CRC Press, v. 1.

LI, D.; SELIG, E. T. (1998). **Method for railroad track foundation design. II: Applications**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, [S.l.]. (Vol. 124, n 4). 316-329 p.

LIU, S.; SOULEYRETTE, R. R.; ROSE, J. G. (2014). **KENTRACK 4.0: a revised railway structural design program**. Transportation Research Board Annual Meeting, Washington. 16 p.

LUNDGREN, J. R.; MARTIN, G. C.; HAY, W. W. (1970). **A simulation model of ballast support and the modulus of track elasticity**. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois. 120 p.

M.I.M.F. **Indústria de materiais ferroviários LTDA**, 2016. Disponível em: <<http://www.mimf.com.br>>. Acesso em: 12 Fevereiro 2016.

MARQUES, F. L. (2012). **Estudo do comportamento do lastro frente à utilização de palmilhas sobdormentes ("Under Sleeper Pads"), através de um método mecanístico**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 79 p.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. (2015). **Mecânica dos pavimentos**. 3ª edição. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 620 p.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (2008). **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON.

MERHEB, A. H. M. (2014). **Análise mecânica do lastro ferroviário por meio de ensaios triaxiais cíclicos**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 148 p.

MERHEB, A.; MOTTA, R.; BERNUCCI, L.; MOURA, E.; COSTA, R.; VIEIRA, T.; SGAVIOLI, F. (2014). **Equipamento triaxial cíclico de grande escala para análise mecânica de lastro ferroviário**. São Paulo. (2237-1346). 53–63 p.

MIRANDA, L. P. (2013). **Análise do comportamento mecânico de pavimento reforçado com geossintético sob carregamento cíclico em modelo físico de verdadeira grandeza**. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro. 199 p.

MONTEIRO, D. T. (2015). **Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento da via permanente ferroviária**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 131 p.

MOTA, M. V. F. (2009). **Pavimento de baixo volume de tráfego: estudo comparativo da vida útil estimada e após abertura ao tráfego**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 273 p.

MOTTA, L. M. G. (1991). **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Tese de doutorado em Ciências em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, [S.l.]. 384 p.

MOTTA, L. M. G.; ARANOVICH, L. A. S.; CERATTI, J. A. (1986). **Comportamento resiliente de solos utilizados em pavimentos de baixo custo**. [S.l.]

NIMBALKAR, S.; INDRARATNA, B. (2016). **Improved Performance of Ballasted Rail Track Using Geosynthetics and Rubber Shockmat**. American Society

of Civil Engineers. Centre for Geomechanics and Railway Engineering. University of Wollongong, Wollongong, Australia. (DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001491). 13 p.

PANDROL. Rail fastenings for heavy haul applications, p. 8, 2014. Disponível em: <<http://www.pandrol.com/product/e-clip>>. Acesso em: 19 Maio 2015. Catálogo do fabricante.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1974). **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. 2006. Lambe, T. W.; Whitman, R. V.^a edição. Sydney: Centre for Geotechnical Research. The University of Sydney, 423 p. Series in soil engineering.

PREUSSLER, L. A. (2007). **Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento**. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo. 129 p.

PROFILLIDIS, V. A. (2006). **Railway management and engineering**. 3^a edição. Burlington: Ashgate, 469 p.

QUEIROZ, R. C. (1990). **Estudo experimental de tensões e deformações em camadas da infraestrutura e superestrutura ferroviária**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade de São Paulo, São Carlos. 223 p.

QUEIROZ, R. C. (2002). **Contribuição ao estudo experimental das resistências horizontais e módulo de deformação, em modelo de via permanente ferroviária**. Tese de Livre Docente na disciplina Transporte Ferroviário. Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Bauru. 136 p.

QUEIROZ, R. C.; OLIVEIRA NETO, L. Estudo de dormentes de aço sob solicitações verticais, longitudinais e transversais em via permanente ferroviária. **CIATEC - UPF**, v. 5, p. 27-34, 2013.

RANGEL, G. W. A. (2010). **Desgaste em trilhos decorrente do excesso de superelevação em curvas ferroviárias**. Universidade de Uberaba, Uberlândia. 87 p.

RANGEL, G. W. A. (2013). **Avaliação do desempenho estrutural de painéis de alvenaria de blocos de concreto reforçados com PRFC**. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia. 189 p.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. (2015a). **Modelagem computacional do pavimento ferroviário usando concreto asfáltico como alternativa para a construção da camada de sublastro**. Reunião Anual de Pavimentação, 44^a RAPV, Foz do Iguaçu. 15 p.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. (2015b). **Avaliação computacional da rigidez da fixação pandrol e-clip para utilização em simulações do pavimento ferroviário**. 44a Reunião Anual de Pavimentação, Foz do Iguaçu, PR. 16 p.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. (2016). **Avaliação da diferença de tensões no dormente monobloco de concreto para diferentes métodos construtivos da superestrutura ferroviária**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 12 p.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G.; JÚNIOR, C. L. P. (2016). **Verificação da diferença entre agregados basálticos para lastro ferroviário oriundos de uma mesma jazida em diferentes profundidades**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. (ANPET). 12 p.

RIVES, F. O.; PITA, A. L.; PUENTE, M. J. M. (1977). **Tratado de ferrocarriles I: vía**. Madrid, España: Rueda, 691 p.

RODRIGUES, R. M. (1993). **Análise Estrutural da Via Permanente Ferroviária**. Dynatest, São Paulo. 38 p.

ROSE, J. G.; ANDERSON, J. S. (2006). **Long-term performance of asphalt underlayment trackbeds for special trackbed applications**. AREMA Annual Conference & Exposition, Louisville. 27 p.

ROSE, J. G.; LIU, S.; SOULEYRETTE, R. R. (2014). **KENTRACK 4.0: a railway trackbed structural design program**. Joint Rail Conference, Colorado Springs. 14 p.

SADEGHI, J. (1997). **Investigation of characteristics and modelling of railway track system**. Tese de Doutorado. University of Wollongong, Wollongong, Austrália. 262 p.

SADEGHI, J.; BARATI, P. (2010). **Evaluation of conventional methods in Analysis and Design of Railway Track System**. International Journal of Civil Engineering, [S.l.]. (Vol. 8, No. 1, March 2010). 13 p.

SANTOS, S. (2011). **Transporte ferroviário: história e técnicas**. São Paulo: Editora Cengage Learning.

SCHRAMM, G. (1977). **Técnica e economia na via permanente**. Tradução de R. A. Volkmann. Rio de Janeiro: Darmstadt, 297 p.

SELIG, E. T.; WATERS, J. M. (1994). **Track geotechnology and substructure management**. London: Thomas Telford, 450 p.

SEMPREBONE, P. S. (2006). **Desgastes em trilhos ferroviários – Um estudo teórico**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 153 p.

SILVA, L. F. M. (2002). **Fundamentos teórico-experimentais da mecânica dos pavimentos ferroviários e esboço de um sistema de gerência aplicado à manutenção da via permanente**. Tese de doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal Do Rio De Janeiro, Rio de Janeiro. 347 p.

SILVEIRA, M. R. (2007). **Estradas de ferro no Brasil: das primeiras construções às parcerias público-privadas**. Rio de Janeiro: Interciência, 204 p.

SKOGLUND, K. A. (2002). **A study of some factors in mechanistic railway track design**. Doctoral thesis. Department of Road and Railway Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Norway. 260 p.

SPADA, J. L. G. (2003). **Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via férrea**. Tese de doutorado em ciências em engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 200 p.

STEFFLER, F. (2013). **Via permanente aplicada: guia teórico e prático**. Rio de Janeiro: LTC, 314 p.

STOPATTO, S. (1987). **Via permanente ferroviária: conceitos e aplicações**. São Paulo: T.A. Queiroz, 251 p.

SVENSON, M. (1980). **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos**. Dissertação de mestrado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 144 p.

TEIXEIRA, P. F. (2003). **Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical**. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. 271 p.

TERRATEST (2013). **Light Weight Deflectometer for the dynamic plate load test**. Terratest, Berlin. 96 p.

TZANAKAKIS, K. (2013). **The Railway Track and Its Long Term Behaviour: A Handbook for a Railway Track of High Quality**. Atenas, Grécia: C, 395 p.

VALE (2009). **Manual técnico da via permanente**. VALE, Belo Horizonte. 362 p.

VALEC (2009). **Seção transversal de superestrutura. Especificação.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-DES-000A-18-8000 Rev 11). 1 p.

VALEC (2011). **Especificação de serviço de infraestrutura: aterro.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-ES-028A-20-8003 Rev 1). 11 p.

VALEC (2012a). **Pedra britada para lastro. Especificação.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-EM-033A-58-8006 Rev 1). 7 p.

VALEC (2012b). **Especificação de serviço de infraestrutura: sub-lastro.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-ES-028A-20-8010 Rev1). 7 p.

VALEC (2012c). **Palmilha Amortecedora.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-EM-030A-58-8016). 9 p.

VALEC (2013a). **Especificação de material de superestrutura: trilho de aço carbono UIC-60.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-EM-032A-58-8001 Rev 1). 12 p.

VALEC (2013b). **Especificação de material de superestrutura: trilho de aço carbono TR-57.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-EM-032A-58- 8000 Rev 1). 13 p.

VALEC (2013c). **Tabela de medição do mês de Agosto de 2013 do lote 4 da Ferrovia Norte Sul – Extensão Sul.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. 36 p.

VALEC (2014). **Especificação 80-DES-000A-58-8039 Rev1: Fixação elástica para trilho UIC-60, conjunto geral.** VALEC, Engenharia, Construções e Ferrovias, Brasília

VALEC (2014b). **Dormente monobloco de concreto protendido.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-EM-031A-58-8014 Rev 0). 20 p.

VALEC (2016). **Estudos geotecnológicos. Especificação.** VALEC Engenharia, Construções e Ferrovias S. A., Brasília. (80-EG-000A-29-0000 Rev 7). 33 p.

VILHENA, A. H. A. (1976). **Transporte ferroviário pesado a velocidade médias.** 2ª edição. Rio de Janeiro: Grupo Transcon, 182 p.

VIZCARRA, G. I. C. (2015). **Efeito da granulometria no comportamento mecânico de lastro ferroviário.** Tese de Doutorado. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 130 p.

WERKMEISTER, S. (2003). **Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. University of Technology Dresden, [S.l.]. 189 p.

WITT, S. (2008). **The Influence of Under Sleeper Pads on Railway Track Dynamics**. Department of Management and Engineering, Division of Solid Mechanics, Linköping University, Linköping, Sweden. (LIU-IEI-TEK-A-08/00442-SE). 55 p.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975). **Principles of Pavement Design**. New York: John Wiley & Sons, v. Second Edition, 728 p.

Anexo A – Tipos de trilhos utilizados na pesquisa

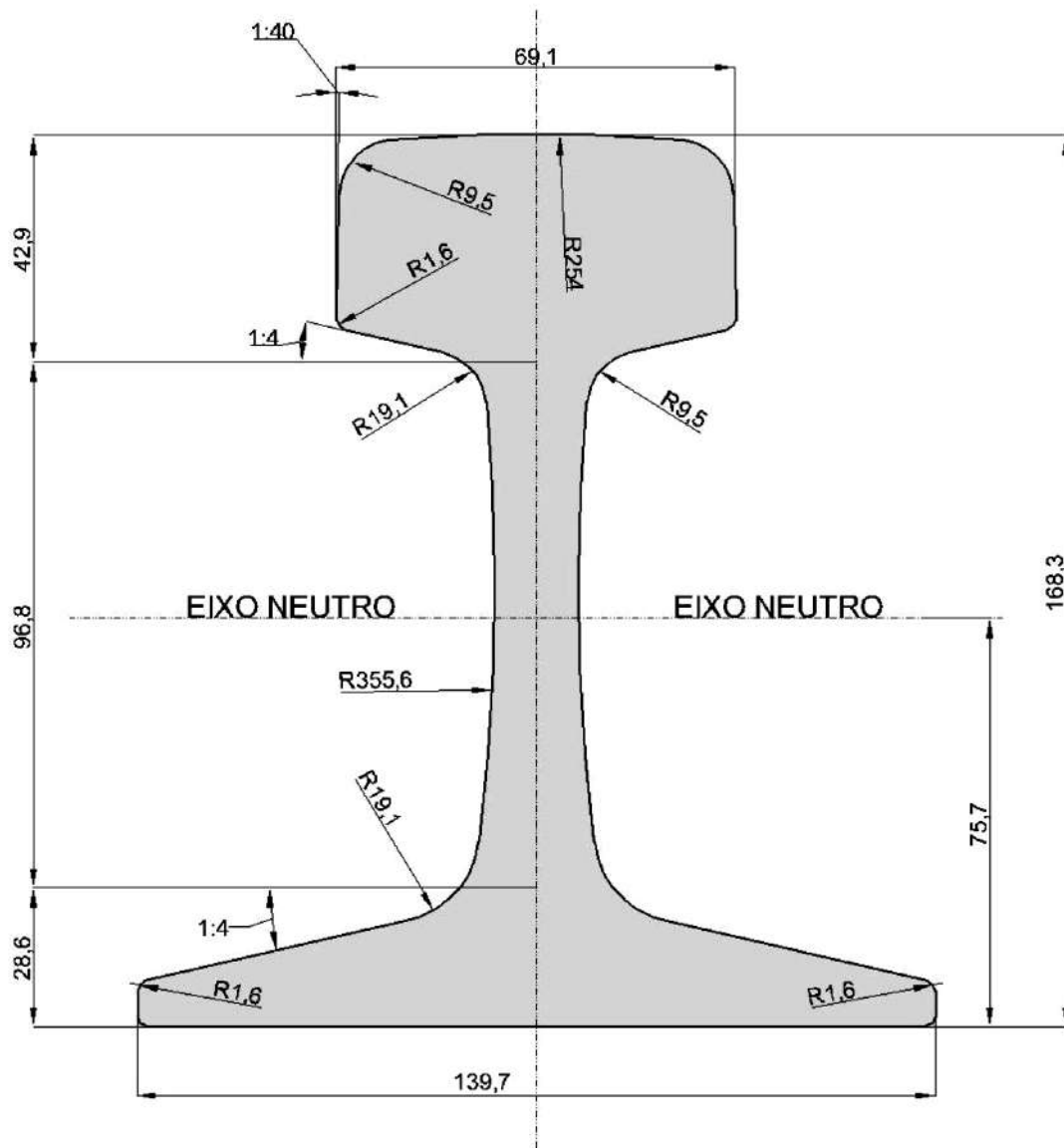


Figura A1 - Trilho TR 57
(DNIT, 2012)

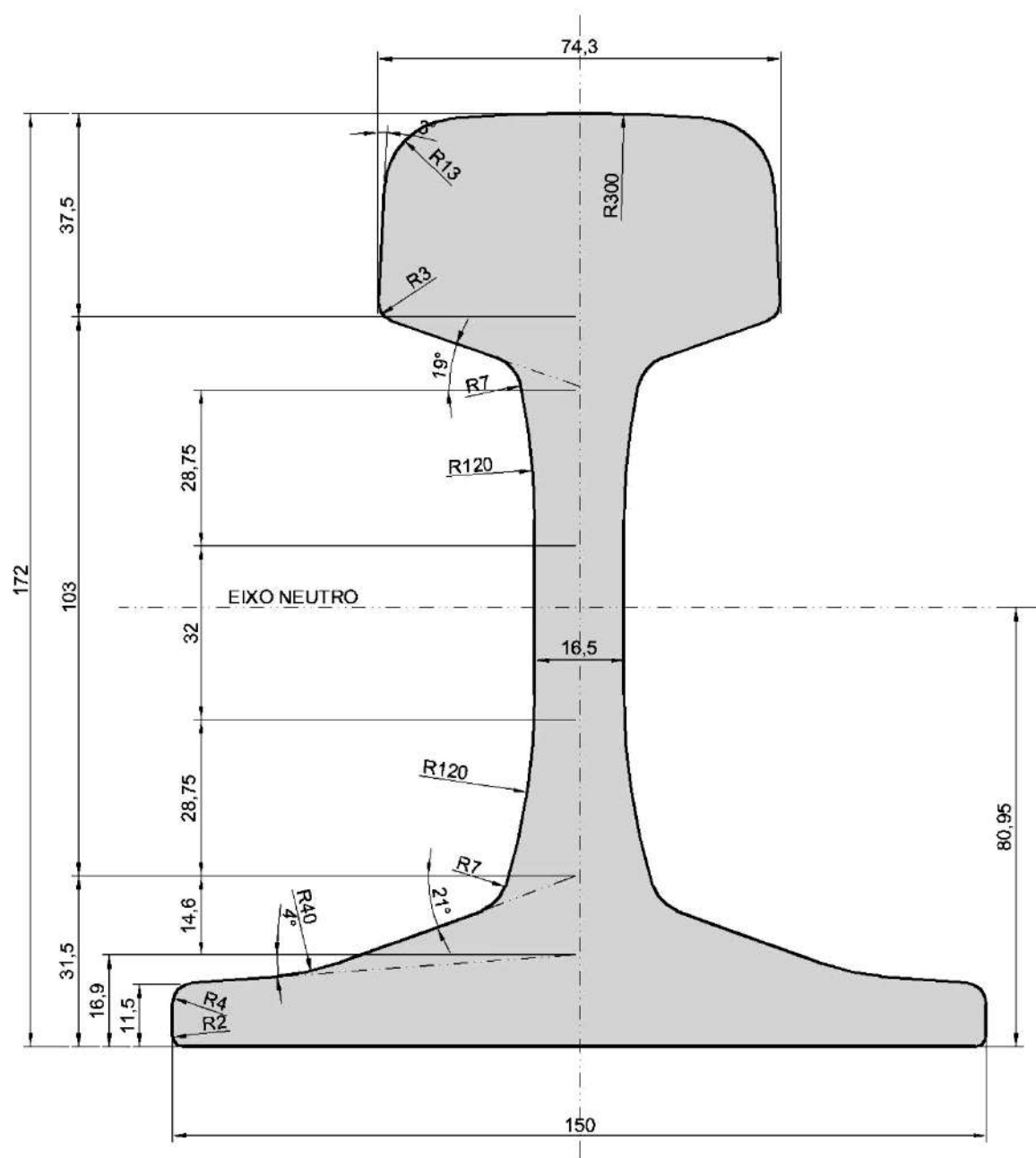


Figura A2 - Trilho UIC 60
(DNIT, 2012)

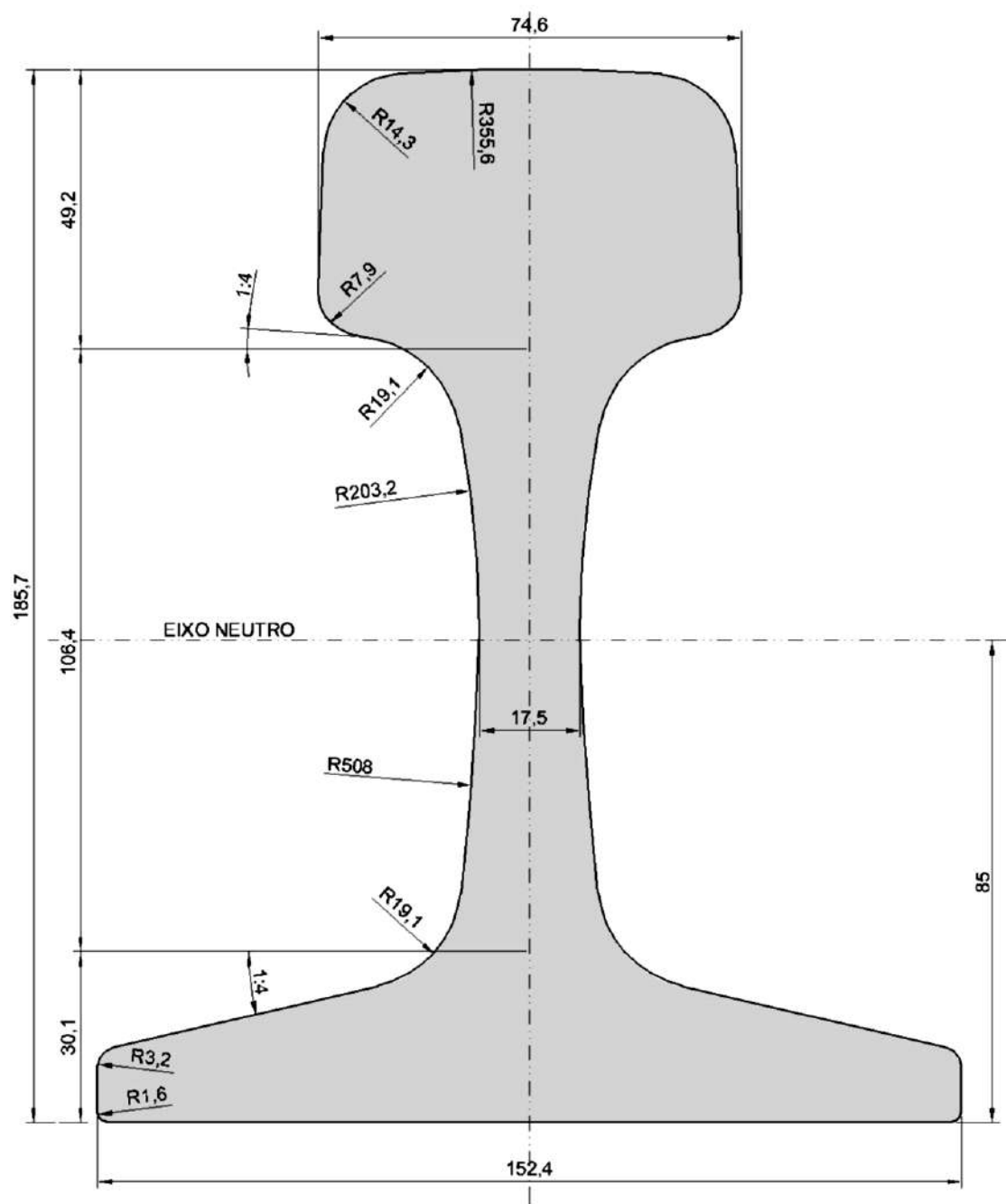


Figura A3 - Trilho TR 68
(DNIT, 2012)

Anexo B – Programa em Fortran para implementação da rotina UMAT, incorporando o modelo de GUIMARÃES (2009)

```

1  *UMAT QUE IMPLEMENTA O MODELO DE GUIMARÃES (2009), POR GEORGE W. A. RANGEL (2015)
2  *
3  *PARA MODELAGEM 2D, UTILIZAR ELEMENTOS COM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO
4  *SE UTILIZADO ESTADO PLANO DE TENSÃO OCORRERÁ ERRO, POIS SIGMA33 SERÁ IGUAL A ZERO
5  *SIGMA33 É CONSIDERADO A TENSÃO CONFINANTE E SIGMA22 A TENSÃO VERTICAL ATUANTE
6  *
7  *DENTRO DO USER MATERIAL UTILIZAR NA SEQUENCIA:
8  *1 = módulo de resiliência
9  *2 = coeficiente de poisson
10 *3 = psi1
11 *4 = psi2
12 *5 = psi3
13 *6 = psi4
14 *7 = número N de solicitações
15 *
16 *Definir no DEFPAR "number of solution-dependent state variables" = 2 (uma para
    SIGMA22 e outra para SIGMA33)
17 *
18 *INFORMAÇÕES DAS VARIÁVEIS PASSADAS AO UMAT
19 *STRESS = This array is passed in as the stress tensor at the beginning of the
    increment and must be updated in this routine to be the stress tensor at the end of
    the increment
20 *STATEV = An array containing the solution-dependent state variables. In all cases
    STATEV must be returned as the values at the end of the increment
21 *DDSDDE = Jacobian matrix of the constitutive model
22 *SSE, SPD, SCD = Specific elastic strain energy, plastic dissipation, and "creep"
    dissipation, respectively
23 *RPL = Volumetric heat generation per unit time at the end of the increment caused
    by mechanical working of the material
24 *DDSDDT = Variation of the stress increments with respect to the temperature
25 *DRPLDE = Variation of RPL with respect to the strain increments
26 *DRPLDT = Variation of RPL with respect to the temperature
27 *STRAN = An array containing the total strains at the beginning of the increment
28 *DSTRAN = Array of strain increments
29 *TIME = TIME(1) Value of step time at the beginning of the current increment or
    frequency. TIME(2) Value of total time at the beginning of the current increment.
30 *DTIME = Time increment
31 *TEMP = Temperature at the start of the increment
32 *DTEMP = Increment of temperature
33 *PREDEF = Array of interpolated values of predefined field variables at this point
    at the start of the increment, based on the values read in at the nodes
34 *DPRED = Array of increments of predefined field variables
35 *CMNAME = User-defined material name, left justified
36 *NDI = Number of direct stress components at this point
37 *NSHR = Number of engineering shear stress components at this point
38 *NTENS = Size of the stress or strain component array (NDI + NSHR)
39 *NSTATV = Number of solution-dependent state variables that are associated with this
    material type
40 *PROPS = User-specified array of material constants associated with this user material
41 *NPROPS = User-defined number of material constants associated with this user material
42 *COORDS = An array containing the coordinates of this point
43 *DROT = Rotation increment matrix. This matrix represents the increment of rigid
    body rotation of the basis system in which the components of stress (STRESS) and
    strain (STRAN) are stored
44 *PNEWDT = Ratio of suggested new time increment to the time increment being used
45 *CELENT = Characteristic element length, which is a typical length of a line across
    an element for a first-order element; it is half of the same typical length for a
    second-order element
46 *DFGRD0 = Array containing the deformation gradient at the beginning of the increment
47 *DFGRD1 = Array containing the deformation gradient at the end of the increment
48 *NOEL = Element number
49 *NPT = Integration point number
50 *LAYER = Layer number (for composite shells and layered solids).
51 *KSPT = Section point number within the current layer
52 *KSTEP =
53 *KINC = Increment number
54 *
55 **** CABEÇALHO PADRÃO CHAMADO PELO ABAQUS ---> ABRE

```



```

56 SUBROUTINE UMAT(STRESS,STATEV,DDSDDE,SSE,SPD,SCD,
57 RPL,DDSDDT,DRPLDE,DRPLDT,
58 STRAN,DSTRAN,TIME,DTIME,TEMP,DTEMP,PRED,DPRED,CMNAME,
59 NDI,NSHR,NTENS,NSTATV,PROPS,NPROPS,COORDS,DROT,PNEWDT,
60 CELENT,DFGRD0,DFGRD1,NOEL,NPT,LAYER,KSPT,JSTEP,KINC)
61 C
62 INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'
63 C
64 CHARACTER*90 CMNAME
65 DIMENSION STRESS(NTENS),STATEV(NSTATV),
66 DDSDDE(NTENS,NTENS),DDSDDT(NTENS),DRPLDE(NTENS),
67 STRAN(NTENS),DSTRAN(NTENS),TIME(2),PRED(1),DPRED(1),
68 PROPS(NPROPS),COORDS(3),DROT(3,3),DFGRD0(3,3),DFGRD1(3,3),
69 JSTEP(4)
70 C
71 **** CABEÇALHO PADRÃO <--- FECHA
72 C
73 C DEFINE CONSTANTES
74 PARAMETER (SIGREF=101325,ZERO=0.D0,UM=1.D0,DOIS=2.D0,
75 + TRES=3.D0,CEM=100.D0,SEIS=6.D0)
76 C
77 C DEFINE A DIMENSÃO DE ALGUNS VETORES E MATRIZES
78 DIMENSION DTENSÃO(NTENS),ELASTICIDADE(NTENS,NTENS)
79 C
80 *-----DEBUG DE VALRES PARA MELHOR ENTENDIMENTO -- VER ARQUIVO LOG DO JOB NA PASTA
TEMPORÁRIA
81 * Print *, ""
82 * Print *, "Número do ponto de integração NPT = ", NPT
83 * Print *, "Número do incremento KINC = ", KINC
84 * Print *, "Número do elemento NOEL = ", NOEL
85 * Print '(A,A)', "Nome do material CMNAME = ", CMNAME
86 * Print '(A,I1)', "Número de variáveis dependentes da solução = ", NSTATV
87 * Print *, "Propriedades do material informadas PROPS = ", PROPS
88 * Print *, "Número de propriedades informadas NPROPS = ", NPROPS
89 * Print '(A,3F16.6)', "Coordenadas do ponto COORDS (X,Y,Z) = ", COORDS
90 * Print '(A,9F16.2)', "Matriz rotação de incremento DROT = ", DROT
91 * Print *, "Número do STEP KSTEP = ", KSTEP
92 * Print '(A,f6.4)', "Tempo total desse STEP TIME= ", TIME(1)
93 * Print '(A,f6.4)', "Tempo total geral TIME = ", TIME(2)
94 * Print '(A,f6.4)', "Tempo de incremento DTIME = ", DTIME
95 * Print '(A,I1)', "Número de componentes de tensão normal NDI = ", NDI
96 * Print '(A,I1)', "Número de componentes de tensão cisalhante NSHR = ", NSHR
97 * Print '(A,I1)', "NDI+NSHR = NTENS=", NTENS
98 * Print '(A,6E16.2)', "deformações totais STRAN = ", STRAN
99 * Print '(A,6E16.2)', "incremento de deformações DSTRAN = ", DSTRAN
100 * Print '(A,6E16.2)', "tensões STRESS (INICIO) = ", STRESS
101 * Print *, "Matriz Jacobinana DDSDDE = ", DDSDDE
102 * Print *, "SSE = ", SSE
103 * Print *, "SPD = ", SPD
104 * Print *, "SCD = ", SCD
105 * Print *, "TEMP = ", TEMP
106 * Print *, "DTEMP = ", DTEMP
107 * Print *, "DFGRD0 = ", DFGRD0
108 * Print *, "DFGRD1 = ", DFGRD1
109 * Print *, ""
110 *-----
111 C
112 C PROPRIEDADES DO MATERIAL
113 E = PROPS(1) !módulo de elasticidade
114 v = PROPS(2) !coeficiente de poisson
115 PSI1 = PROPS(3) !psi 1
116 PSI2 = PROPS(4) !psi 2
117 PSI3 = PROPS(5) !psi 3
118 PSI4 = PROPS(6) !psi 4
119 N = PROPS(7) !número de solicitações
120 C
121 C DEFINE PARTE DA EQUAÇÃO DE GUIMARÃES
122 C Tanto SIGMA 11, SIGMA22 e SIGMA33 não podem ser negativos, pois pela definição

```

```

de Guimarães resultará em erro
123   if(STRESS(1) < ZERO) then
124       SIGMA11 = -STRESS(1)
125   else
126       SIGMA11 = STRESS(1)
127   end if
128   C
129   if(STRESS(2) < ZERO) then
130       SIGMA22 = -STRESS(2)
131   else
132       SIGMA22 = STRESS(2)
133   end if
134   C
135   if(STRESS(3) < ZERO) then
136       SIGMA33 = -STRESS(3)
137   else
138       SIGMA33 = STRESS(3)
139   end if
140   C
141   C   Define a tensão confinante como a média das tensões SIGMA11 e SIGMA33
142   SIGMACONF = (SIGMA33+SIGMA22+SIGMA11)/TRES
143   C
144   A = PSI1/(CEM*SIGMA22)
145   B = (SIGMACONF/SIGREF)**PSI2
146   C = ((SIGMA22-SIGMACONF)/SIGREF)**PSI3
147   D = N**PSI4
148   H = A*B*C*D
149   C
150   C   Verifica se H é um número infinito ou NaN, se for o define como ZERO
151   INFINITY = 1.d0/0.d0
152   if (H == INFINITY .OR. H /= H) then
153       H = ZERO
154   end if
155   C
156   *   Print *, "A =", A !DEBUG
157   *   Print *, "B =", B !DEBUG
158   *   Print *, "C =", C !DEBUG
159   *   Print *, "D =", D !DEBUG
160   *   Print *, "H =", H !DEBUG
161   *   Print *, "SIGMA11 =", SIGMA11 !DEBUG
162   *   Print *, "SIGMA22 =", SIGMA22 !DEBUG
163   *   Print *, "SIGMA33 =", SIGMA33 !DEBUG
164   *   Print *, "SIGMACONF =", SIGMACONF !DEBUG
165   *   Print *, ""
166   C
167   C   DEFINE A MATRIZ DE ELASTICIDADE
168   G = E/(DOIS*(UM+v))
169   TERM011 = (E*(v**DOIS-E*H))/
170   + (DOIS*v**DOIS+DOIS*v**TRES-E*H+E*H*v**DOIS)
171   TERM012 = (E*v)/(DOIS*v**DOIS+E*H*v-E*H)
172   TERM013 = (E*(v**DOIS+E*H*v))/
173   + (DOIS*v**DOIS+DOIS*v**TRES-E*H+E*H*v**DOIS)
174   TERM022 = (E*(v-UM))/(DOIS*v**DOIS+E*H*v-E*H)
175   ELASTICIDADE(1,1) = TERM011
176   ELASTICIDADE(1,2) = -TERM012
177   ELASTICIDADE(1,3) = -TERM013
178   ELASTICIDADE(1,4) = ZERO
179   ELASTICIDADE(2,1) = -TERM012
180   ELASTICIDADE(2,2) = TERM022
181   ELASTICIDADE(2,3) = -TERM012
182   ELASTICIDADE(2,4) = ZERO
183   ELASTICIDADE(3,1) = -TERM013
184   ELASTICIDADE(3,2) = -TERM012
185   ELASTICIDADE(3,3) = TERM011
186   ELASTICIDADE(3,4) = ZERO
187   ELASTICIDADE(4,1) = ZERO
188   ELASTICIDADE(4,2) = ZERO
189   ELASTICIDADE(4,3) = ZERO

```

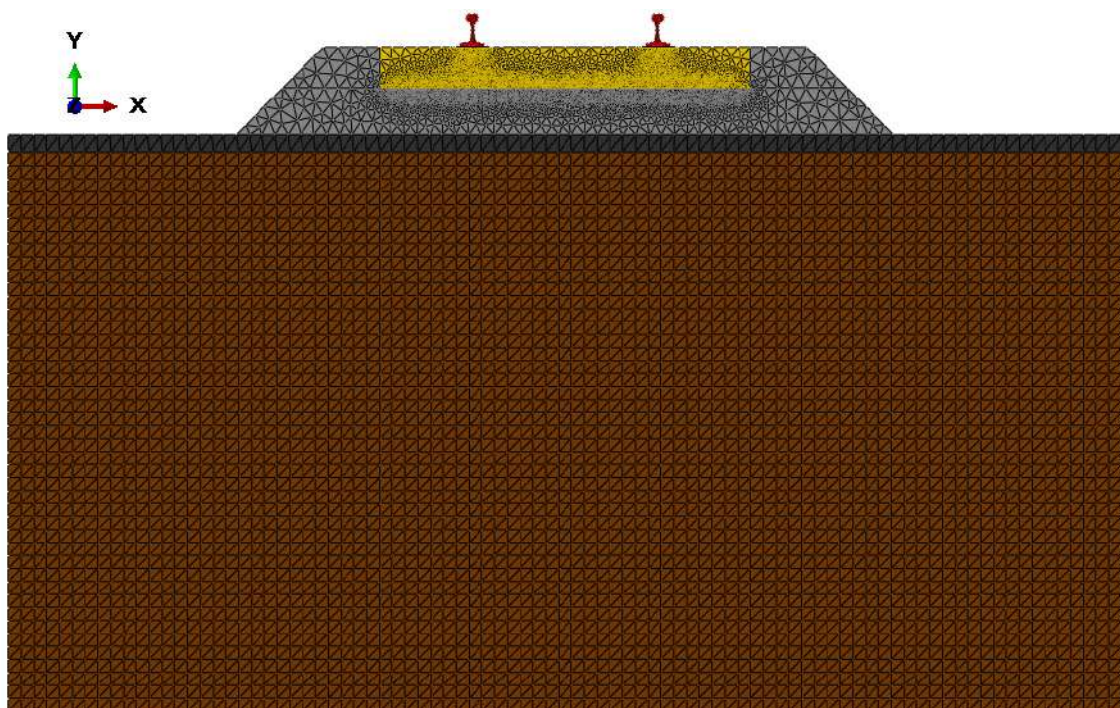
```

190     ELASTICIDADE(4,4) = G
191 *   Print *, "Matriz de elasticidade = ", ELASTICIDADE !DEBUG
192 C
193 C   EXECUTA O INCREMENTO DE TENSÃO
194     DTENSAO(1) = ELASTICIDADE(1,1)*DSTRAN(1)+ELASTICIDADE(1,2)*
195 + DSTRAN(2)+ELASTICIDADE(1,3)*DSTRAN(3)
196 C
197     DTENSAO(2) = ELASTICIDADE(2,1)*DSTRAN(1)+ELASTICIDADE(2,2)*
198 + DSTRAN(2)+ELASTICIDADE(2,3)*DSTRAN(3)
199 C
200     DTENSAO(3) = ELASTICIDADE(3,1)*DSTRAN(1)+ELASTICIDADE(3,2)*
201 + DSTRAN(2)+ELASTICIDADE(3,3)*DSTRAN(3)
202 C
203     DTENSAO(4) = ELASTICIDADE(4,4)*DSTRAN(4)
204 C   DETERMINA SE FARÁ INCREMENTO 3D
205   if (NTENS.EQ.SEIS) then
206     ELASTICIDADE(1,5) = ZERO
207     ELASTICIDADE(1,6) = ZERO
208     ELASTICIDADE(2,5) = ZERO
209     ELASTICIDADE(2,6) = ZERO
210     ELASTICIDADE(3,5) = ZERO
211     ELASTICIDADE(3,6) = ZERO
212     ELASTICIDADE(4,5) = ZERO
213     ELASTICIDADE(4,6) = ZERO
214     ELASTICIDADE(5,1) = ZERO
215     ELASTICIDADE(5,2) = ZERO
216     ELASTICIDADE(5,3) = ZERO
217     ELASTICIDADE(5,4) = ZERO
218     ELASTICIDADE(5,5) = G
219     ELASTICIDADE(5,6) = ZERO
220     ELASTICIDADE(6,1) = ZERO
221     ELASTICIDADE(6,2) = ZERO
222     ELASTICIDADE(6,3) = ZERO
223     ELASTICIDADE(6,4) = ZERO
224     ELASTICIDADE(6,5) = ZERO
225     ELASTICIDADE(6,6) = G
226     DTENSAO(5) = ELASTICIDADE(5,5)*DSTRAN(5)
227     DTENSAO(6) = ELASTICIDADE(6,6)*DSTRAN(6)
228   end if
229 *   Print ' (A,6EN16.2) ', "Vetor de atualização das tensões (NOVO) = ", DTENSAO
!DEBUG
230 C
231 C   ATUALIZA A TENSÃO
232 *   Print ' (A,6EN16.2) ', "delta tensão DTENSAO =", DTENSAO
233   DO K = 1,NTENS
234     STRESS(K) = STRESS(K) + DTENSAO(K)
235   END DO
236 C
237 C   DETERMINA A MATRIZ JACOBIANA
238   DDSDE = ELASTICIDADE
239 *   Print *, "Matriz JACOBIANA (NOVA) = ", DDSDE !DEBUG
240
241   RETURN
242   END

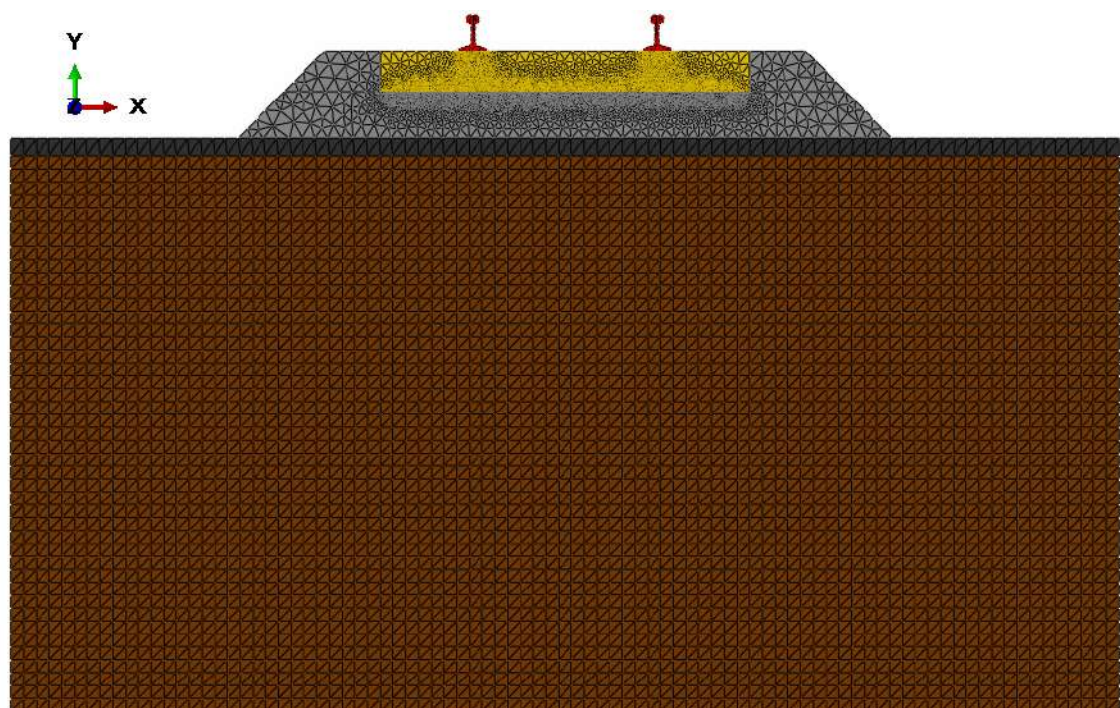
```

Anexo C – Pavimentos simulados e as malhas em elementos finitos

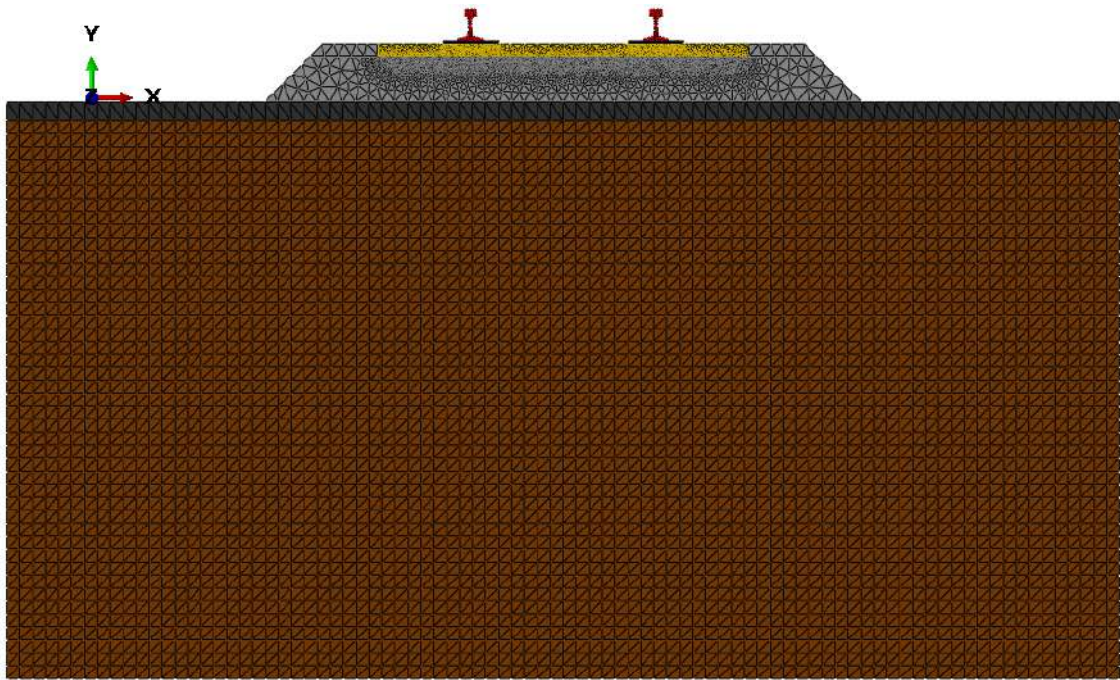
Geometria do pavimento	Infraestrutura				Bitola		Superestrutura / grade					Quantidade de elementos						
	Sublastro		Lastro				Dormente			Trilho		Trilhos	Apoio	Dormente	Lastro	Sublastro	Suleito	TOTAL
10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	1000 mm	1600 mm	Concreto	Aço	Madeira	TR-57	TR-68	Tipo CPE3 com 3 nós e 6 graus de liberdade							
1	x		x		x		x			x		192	144	12168	7189	174	7482	27349
2	x		x		x		x				x	224	160	12671	7197	174	7482	27908
3	x		x		x			x		x		240	240	3208	7060	172	7396	18316
4	x		x		x			x			x	238	320	3479	7044	172	7396	18649
5	x		x		x				x	x		240	240	11454	7177	172	7396	26679
6	x		x		x				x		x	228	320	12897	7179	172	7396	28192
7	x		x			x	x			x		194	144	15320	10020	172	7396	33246
8	x		x			x	x				x	226	160	16176	10020	172	7396	34150
9	x		x			x		x		x		234	240	3955	9443	172	7396	21440
10	x		x			x		x			x	232	320	4373	9437	172	7396	21930
11	x		x			x			x	x		230	240	14775	9803	174	7482	32704
12	x		x			x			x		x	226	320	16675	9863	174	7482	34740
13	x			x	x		x			x		192	144	12164	9699	172	7396	29767
14	x			x	x		x				x	226	160	12531	9715	172	7396	30200
15	x			x	x			x		x		240	240	3204	9910	172	7396	21162
16	x			x	x			x			x	232	320	3473	9920	172	7396	21513
17	x			x	x				x	x		222	320	12747	10197	172	7396	31054
18	x			x	x				x		x	228	320	12747	10197	172	7396	31060
19	x			x		x	x			x		194	144	15070	13922	172	7396	36898
20	x			x		x	x				x	224	160	16172	13920	172	7396	38044
21	x			x		x		x		x		234	240	3965	13680	172	7396	25687
22	x			x		x		x			x	232	320	4354	13680	172	7396	26154
23	x			x		x			x	x		240	240	14723	13865	172	7396	36636
24	x			x		x			x		x	232	320	16629	13853	172	7396	38602
25		x	x		x		x			x		192	144	12172	7195	522	7482	27707
26		x	x		x		x				x	226	160	12639	7199	522	7482	28228
27		x	x		x			x		x		244	240	3188	7056	516	7396	18640
28		x	x		x			x			x	228	320	3509	7056	516	7396	19025
29		x	x		x				x	x		240	240	11718	7185	516	7396	27295
30		x	x		x				x		x	234	320	12925	7191	516	7396	28582
31		x	x			x	x			x		194	144	14832	10012	516	7396	33094
32		x	x			x	x				x	226	160	16152	10012	516	7396	34462
33		x	x			x		x		x		226	240	4013	9451	516	7396	21842
34		x	x			x		x			x	232	320	4327	9451	516	7396	22242
35		x	x			x			x	x		236	240	14725	9823	522	7482	33028
36		x	x			x			x		x	234	320	16675	9805	522	7482	35038
37		x		x	x		x			x		192	144	12108	9697	516	7396	30053
38		x		x	x		x				x	226	160	12633	9699	516	7396	30630
39		x		x	x			x		x		240	240	3200	9876	516	7396	21468
40		x		x	x			x			x	232	320	3473	9876	516	7396	21813
41		x		x	x				x	x		240	240	11688	10221	516	7396	30301
42		x		x	x				x		x	228	320	12757	10225	516	7396	31442
43		x		x		x	x			x		194	144	15254	13916	516	7396	37420
44		x		x		x	x				x	226	160	16130	13916	516	7396	38344
45		x		x		x		x		x		236	240	4001	13722	516	7396	26111
46		x		x		x		x			x	232	320	4331	13790	516	7396	26585
47		x		x		x			x	x		234	240	14819	13879	516	7396	37084
48		x		x		x			x		x	232	320	16665	13879	516	7396	39008



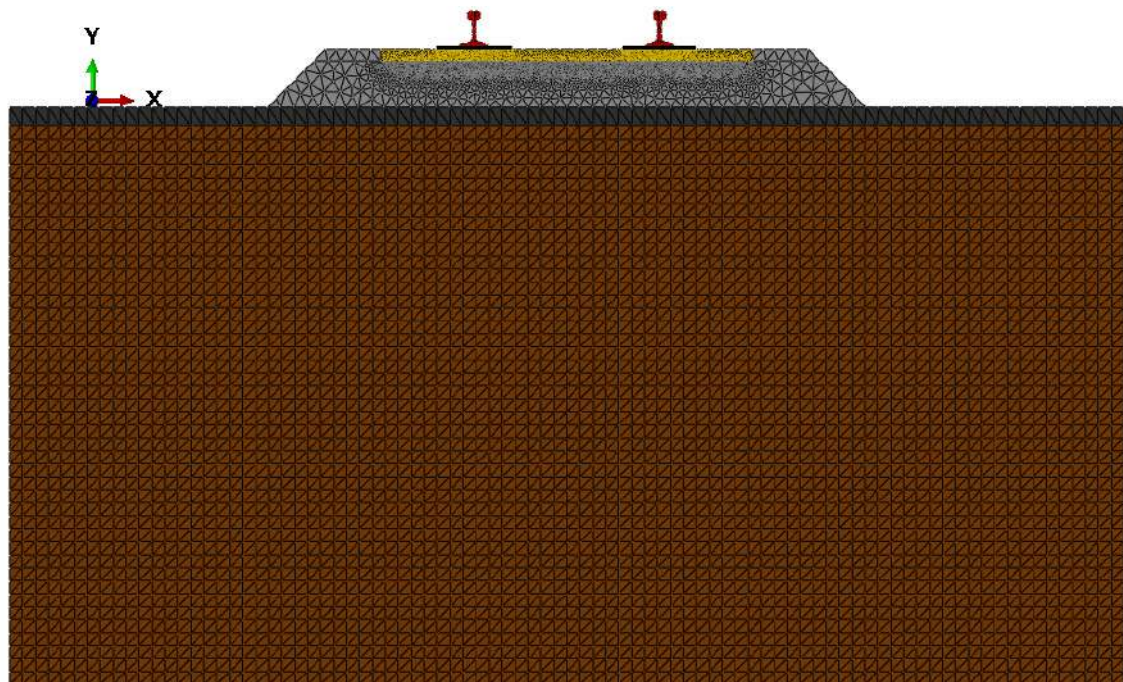
Pavimento com a geometria 01



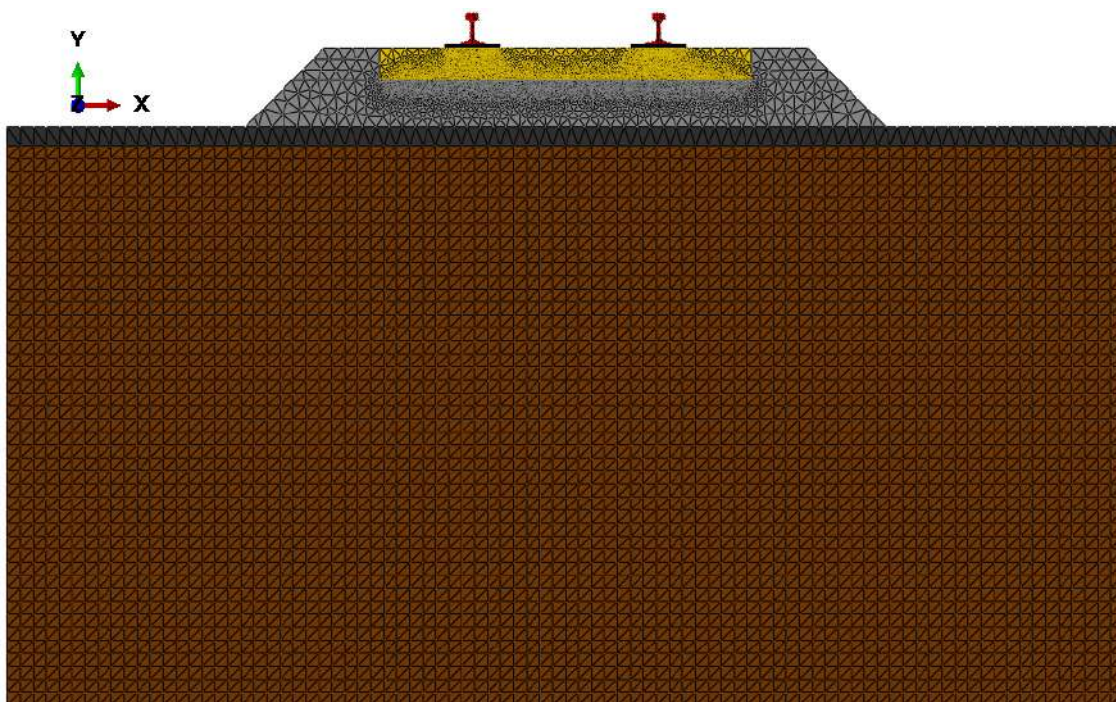
Pavimento com a geometria 02



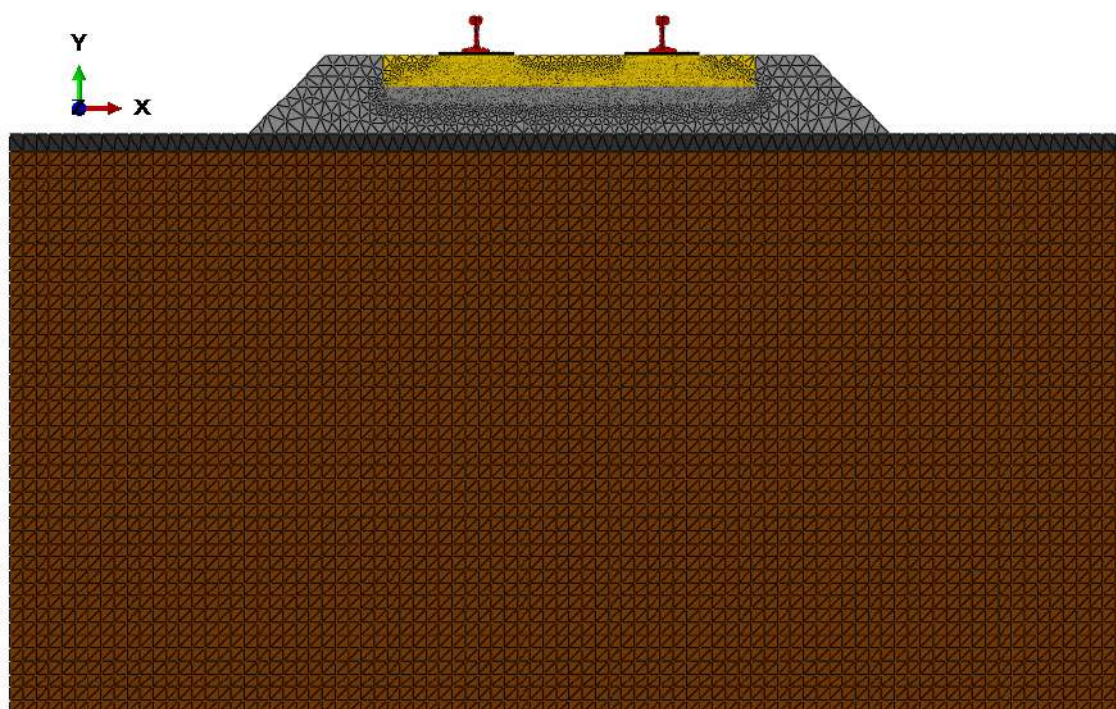
Pavimento com a geometria 03



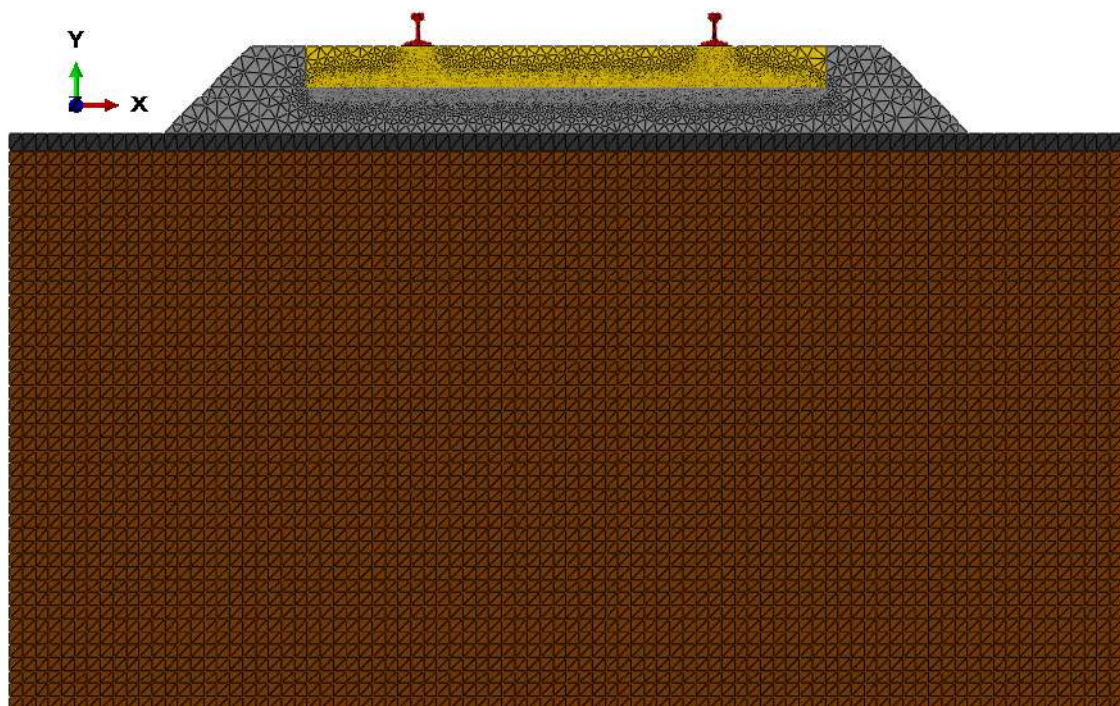
Pavimento com a geometria 04



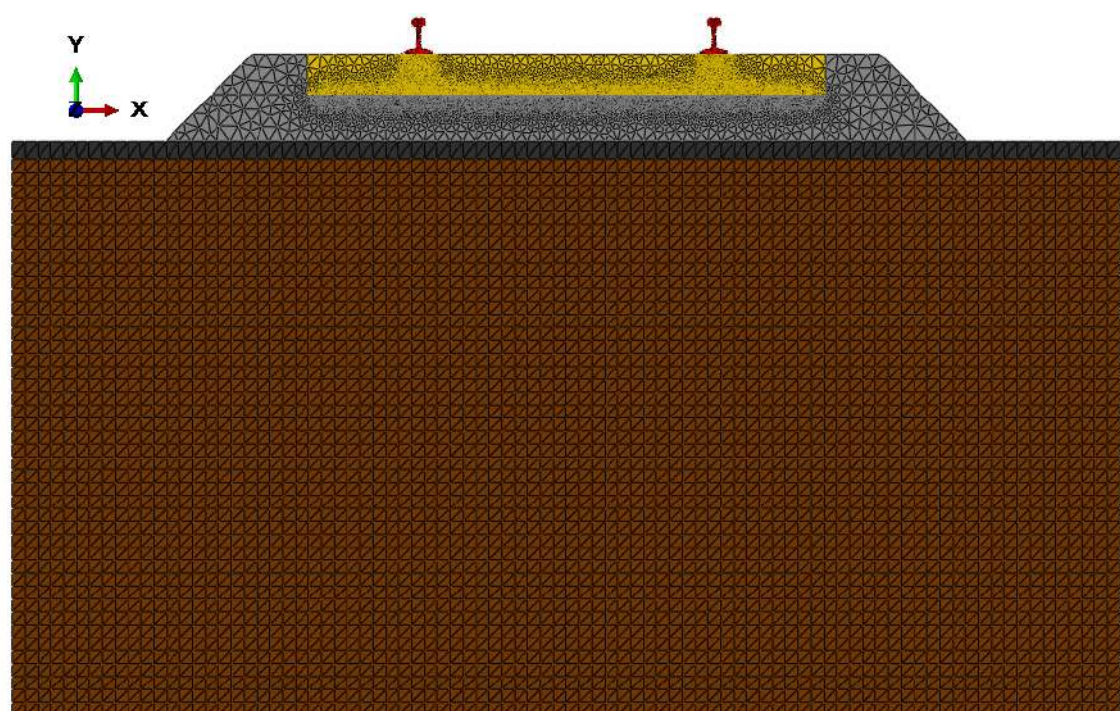
Pavimento com a geometria 05



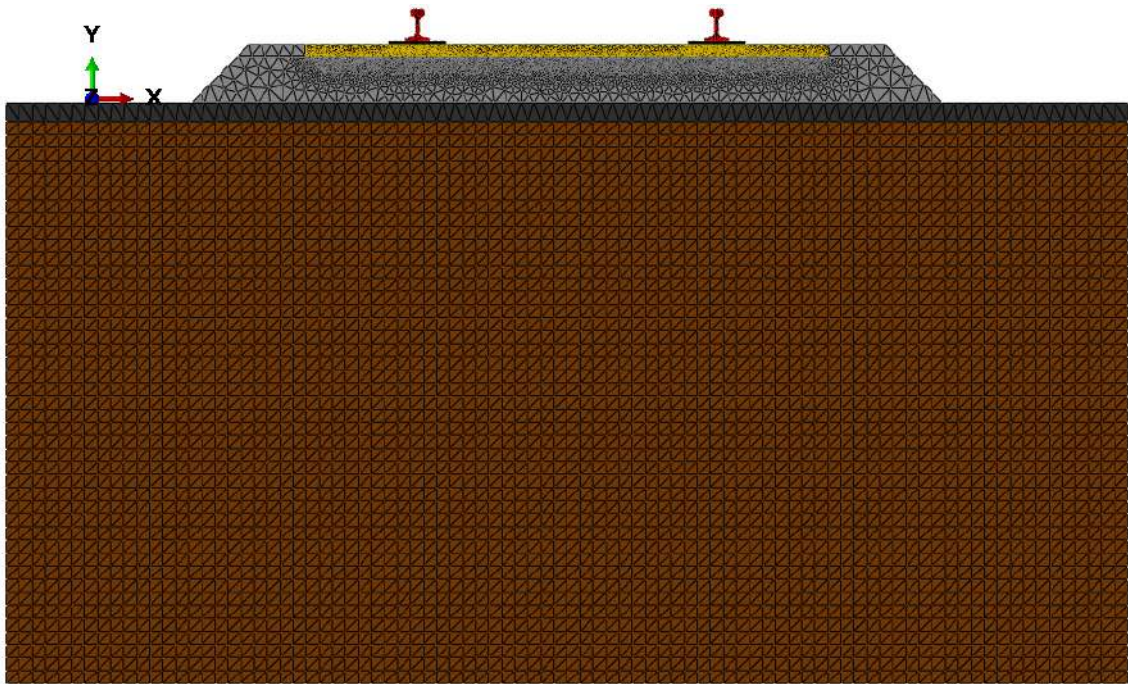
Pavimento com a geometria 06



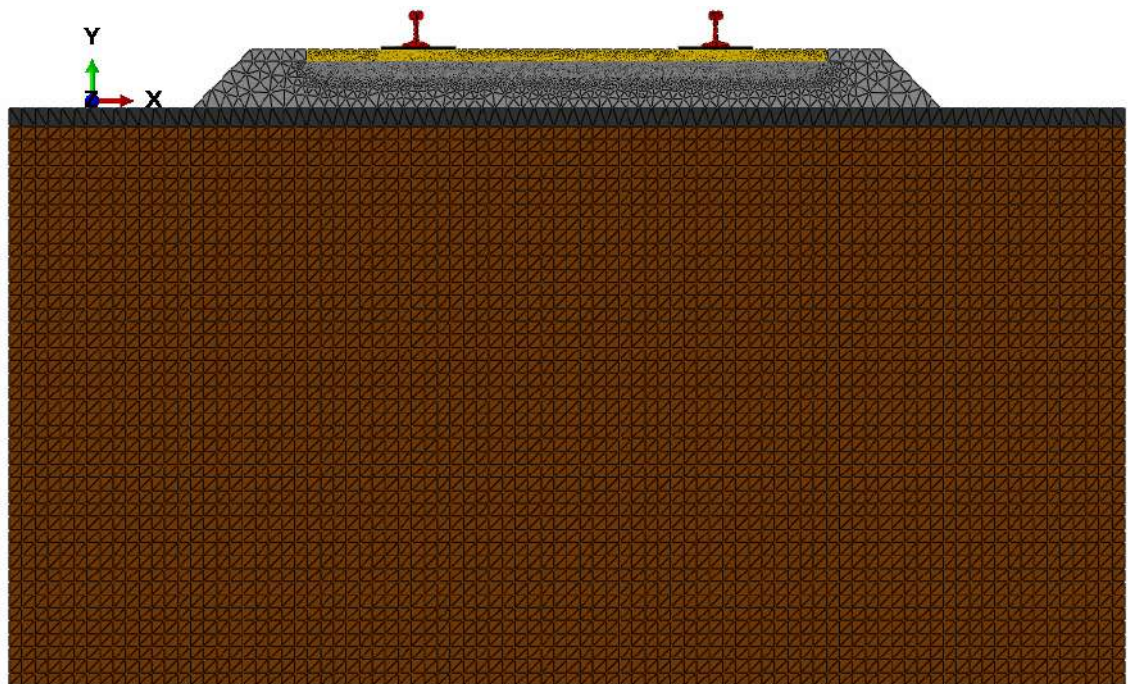
Pavimento com a geometria 07



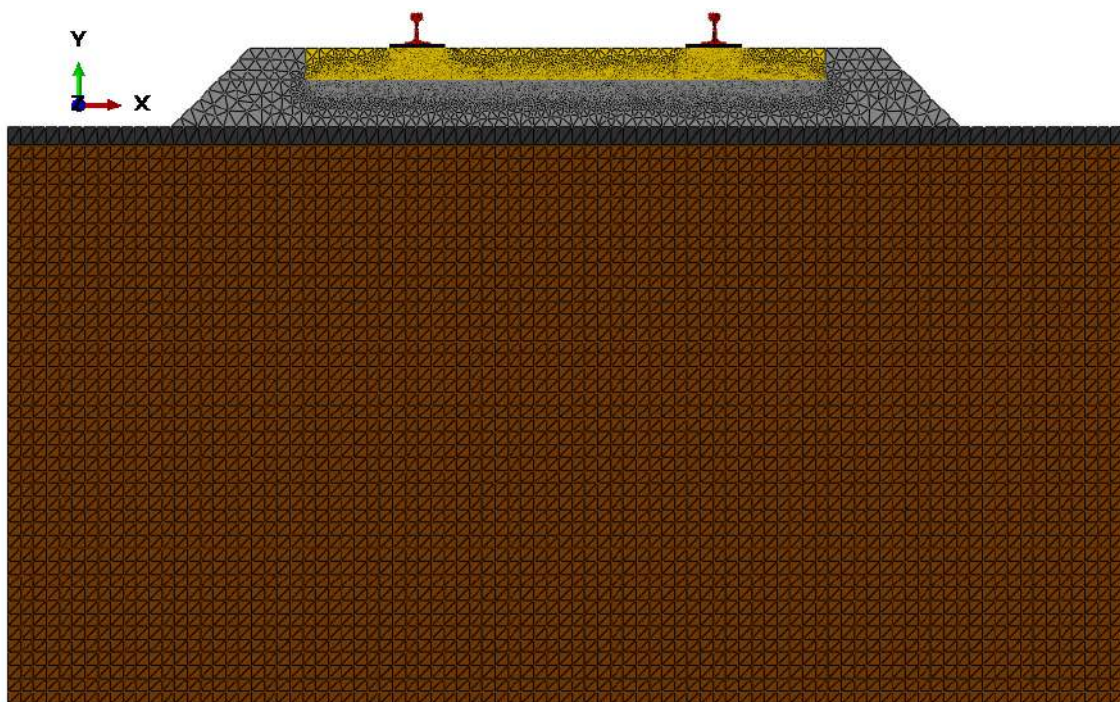
Pavimento com a geometria 08



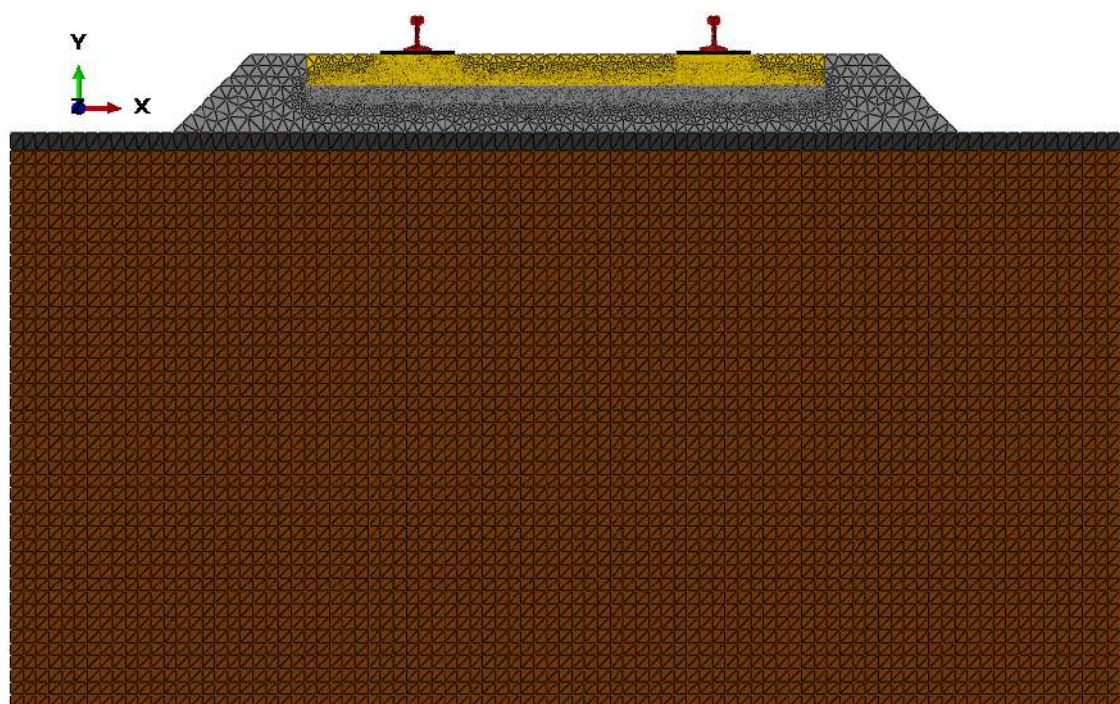
Pavimento com a geometria 09



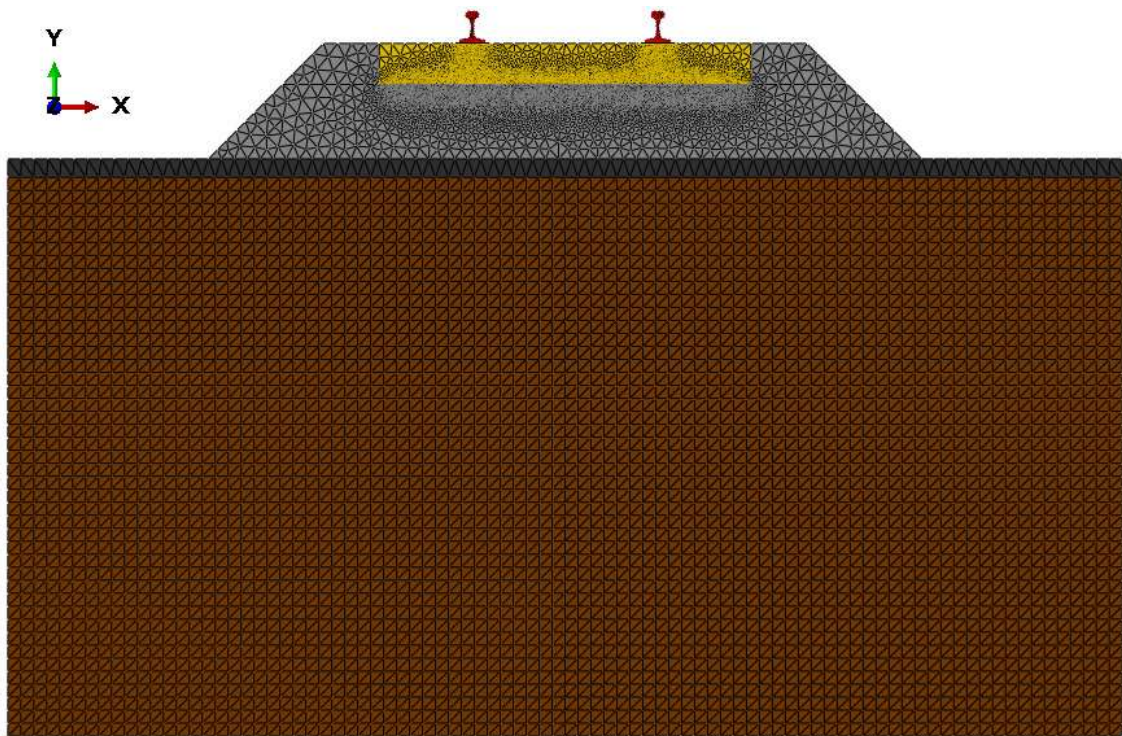
Pavimento com a geometria 10



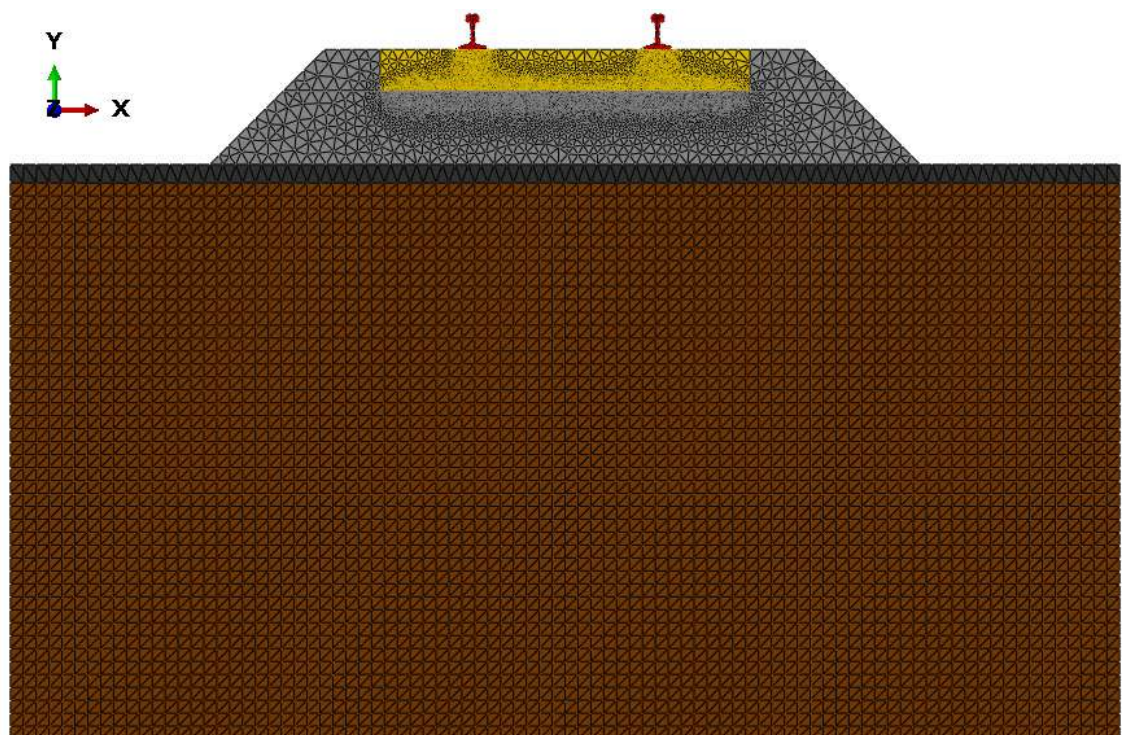
Pavimento com a geometria 11



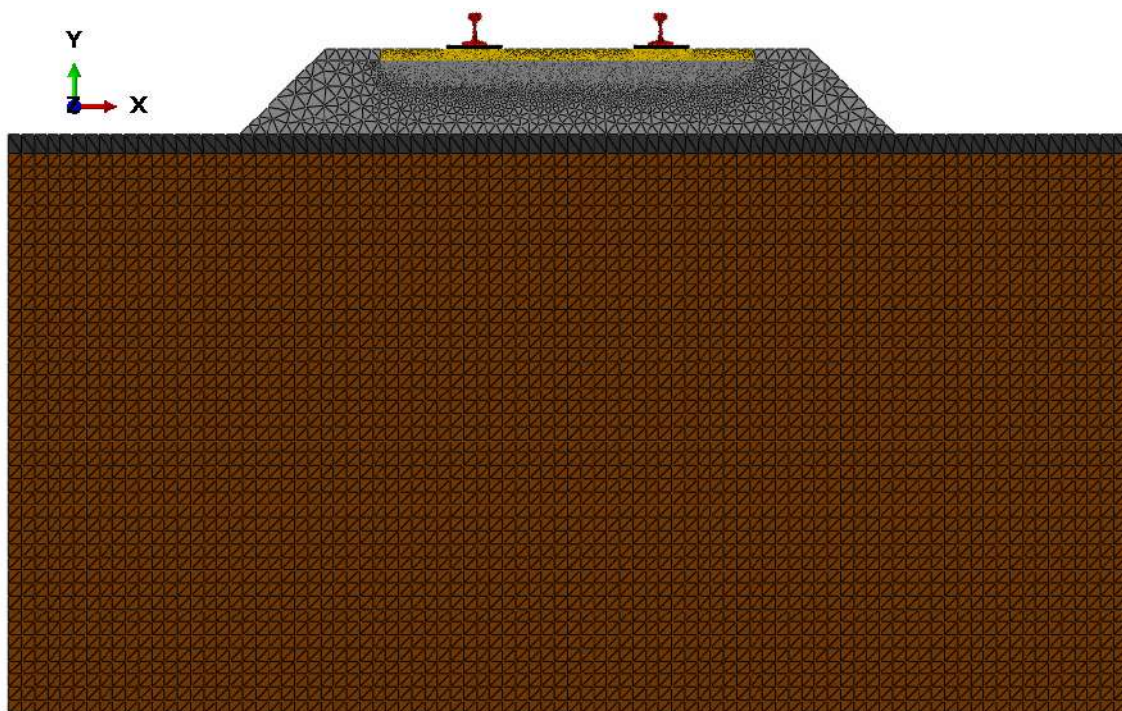
Pavimento com a geometria 12



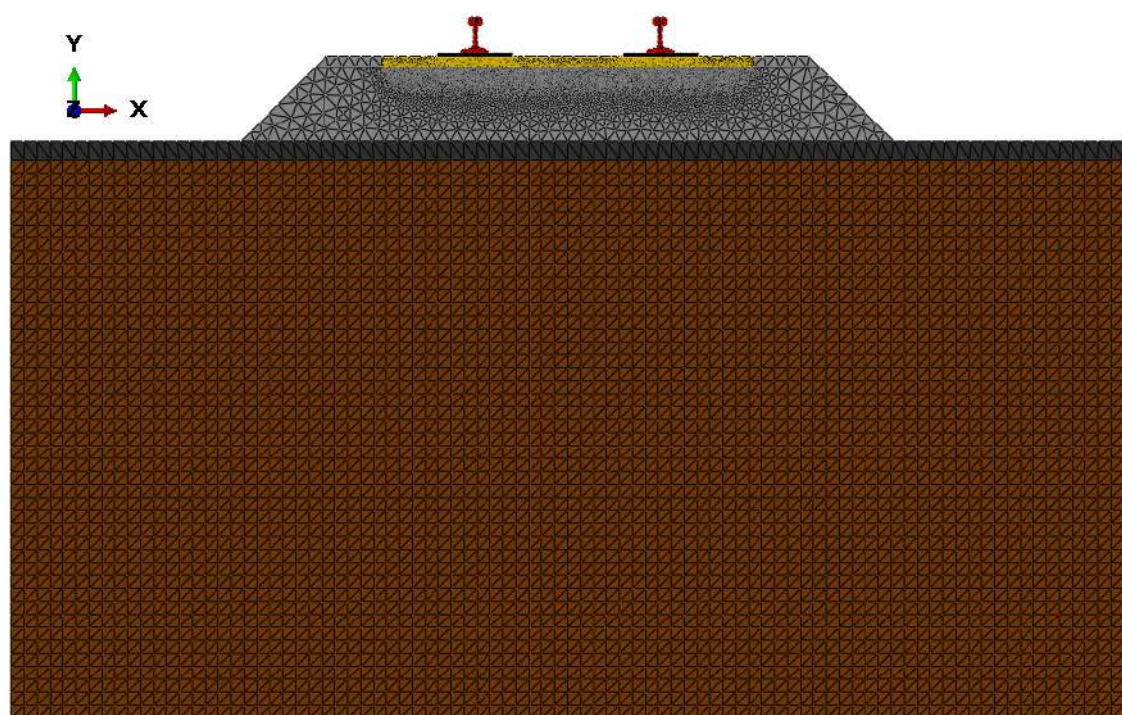
Pavimento com a geometria 13



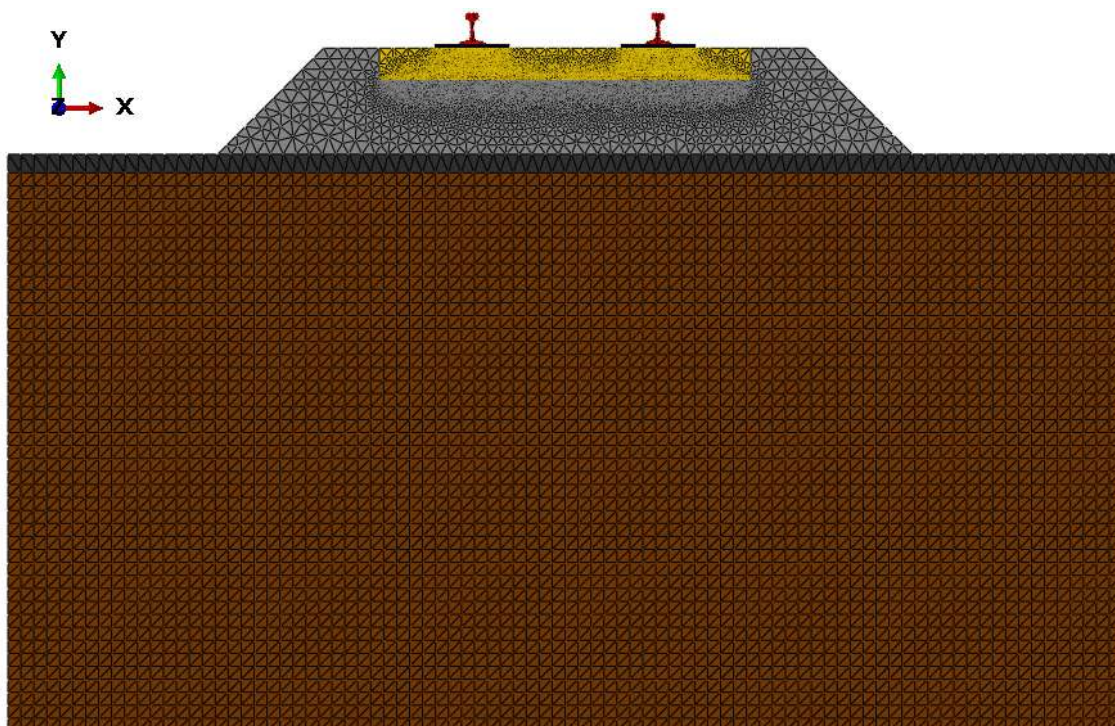
Pavimento com a geometria 14



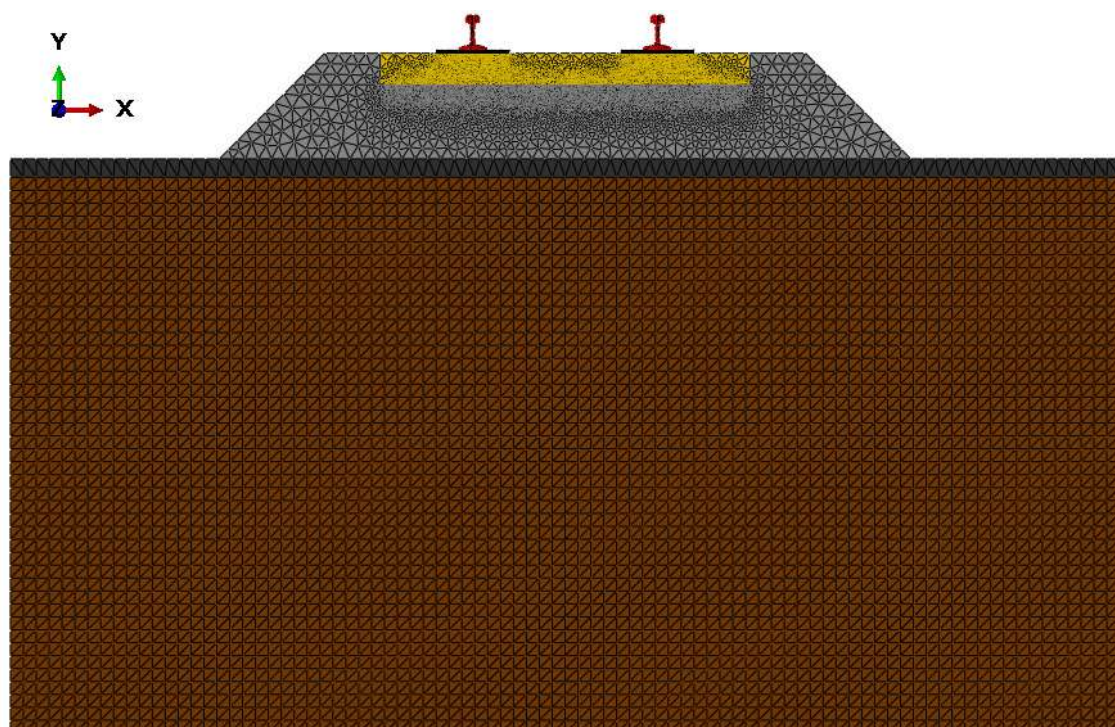
Pavimento com a geometria 15



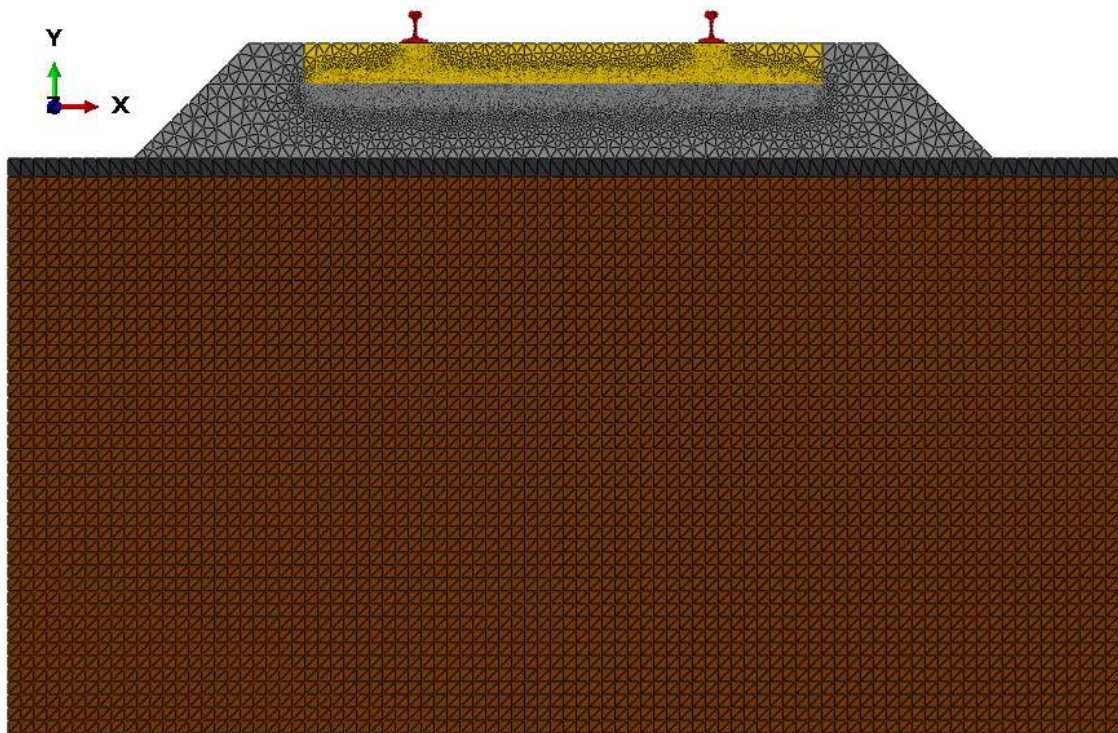
Pavimento com a geometria 16



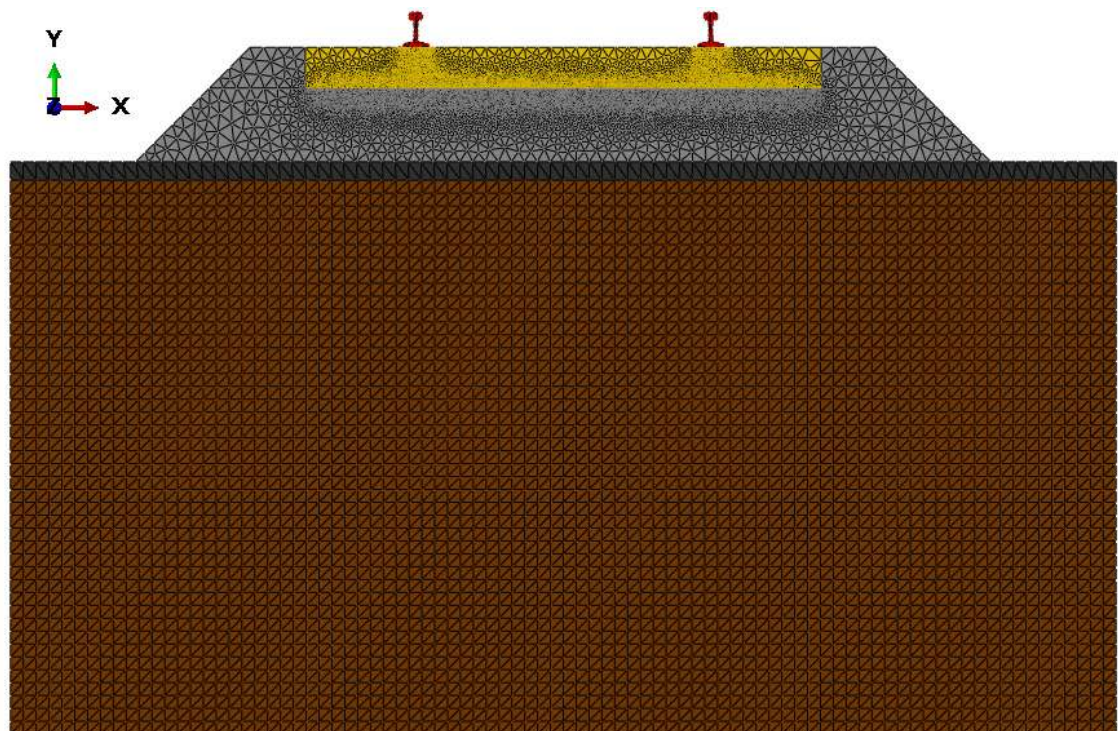
Pavimento com a geometria 17



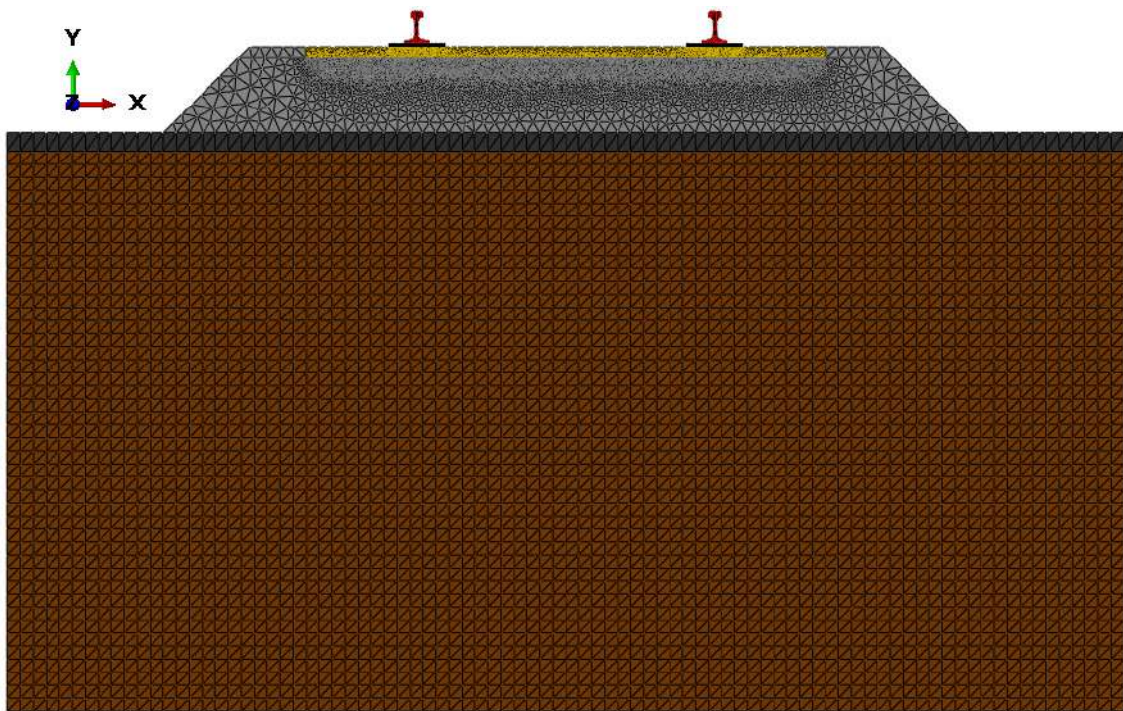
Pavimento com a geometria 18



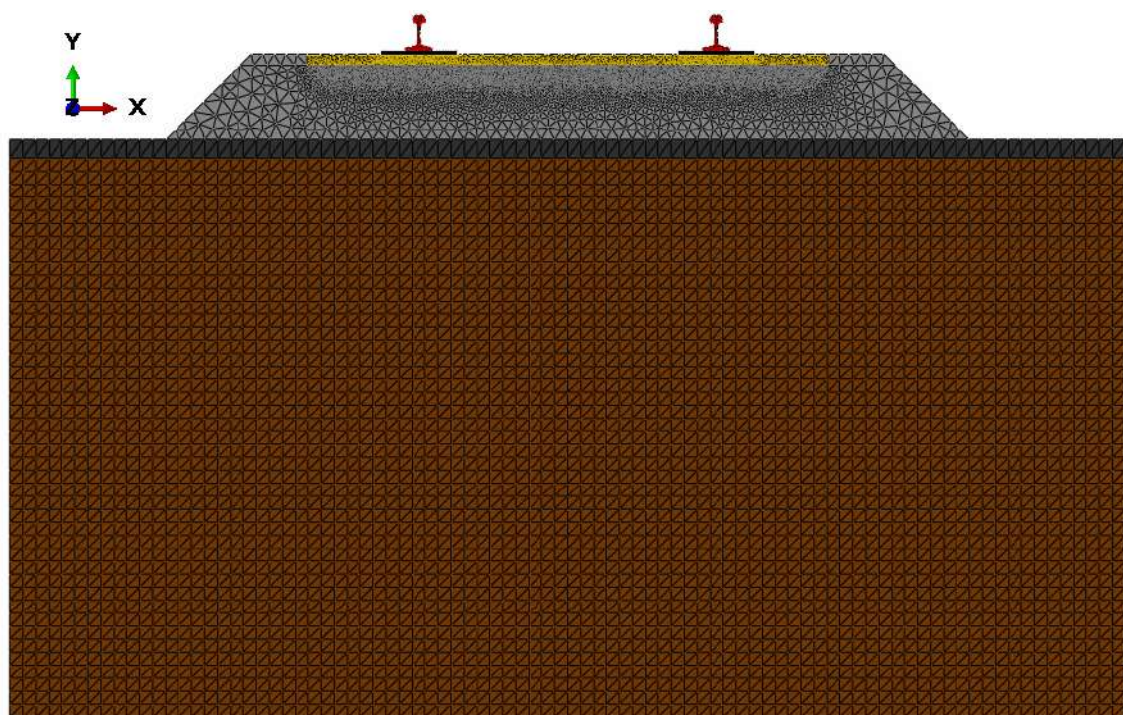
Pavimento com a geometria 19



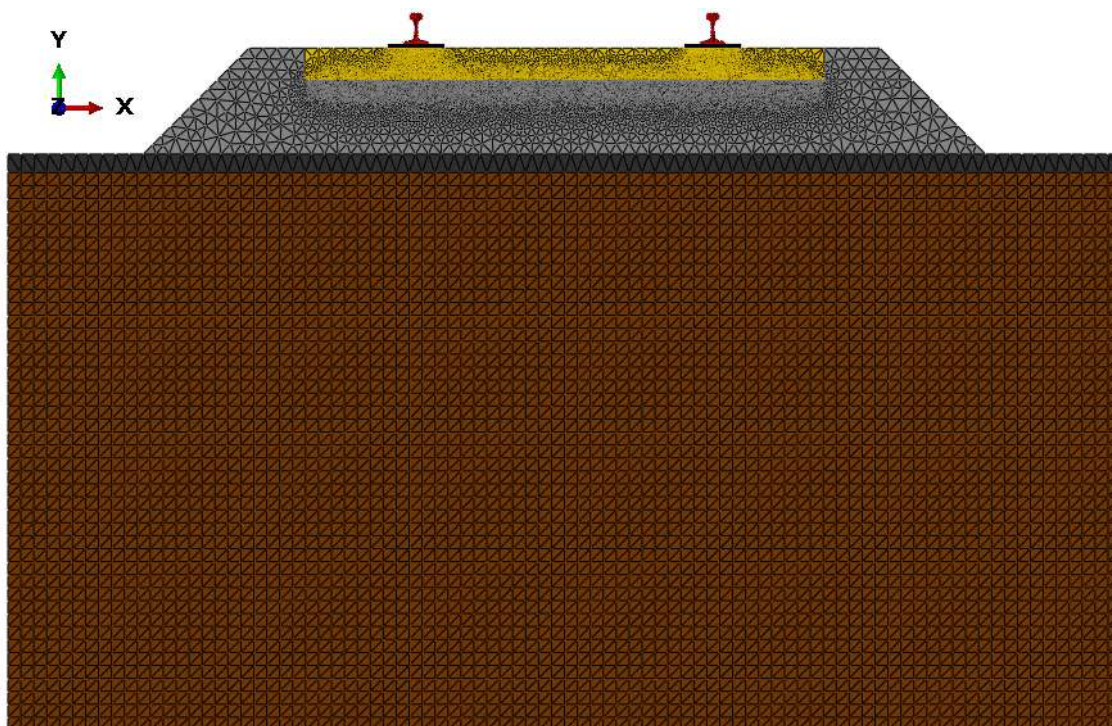
Pavimento com a geometria 20



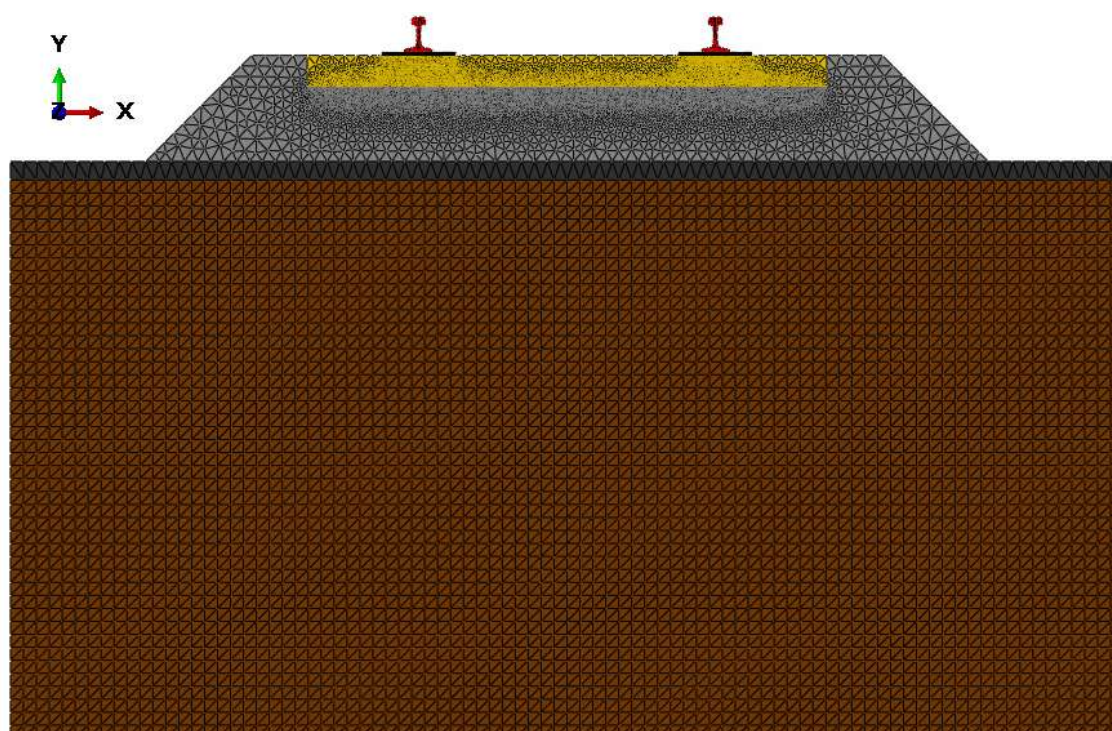
Pavimento com a geometria 21



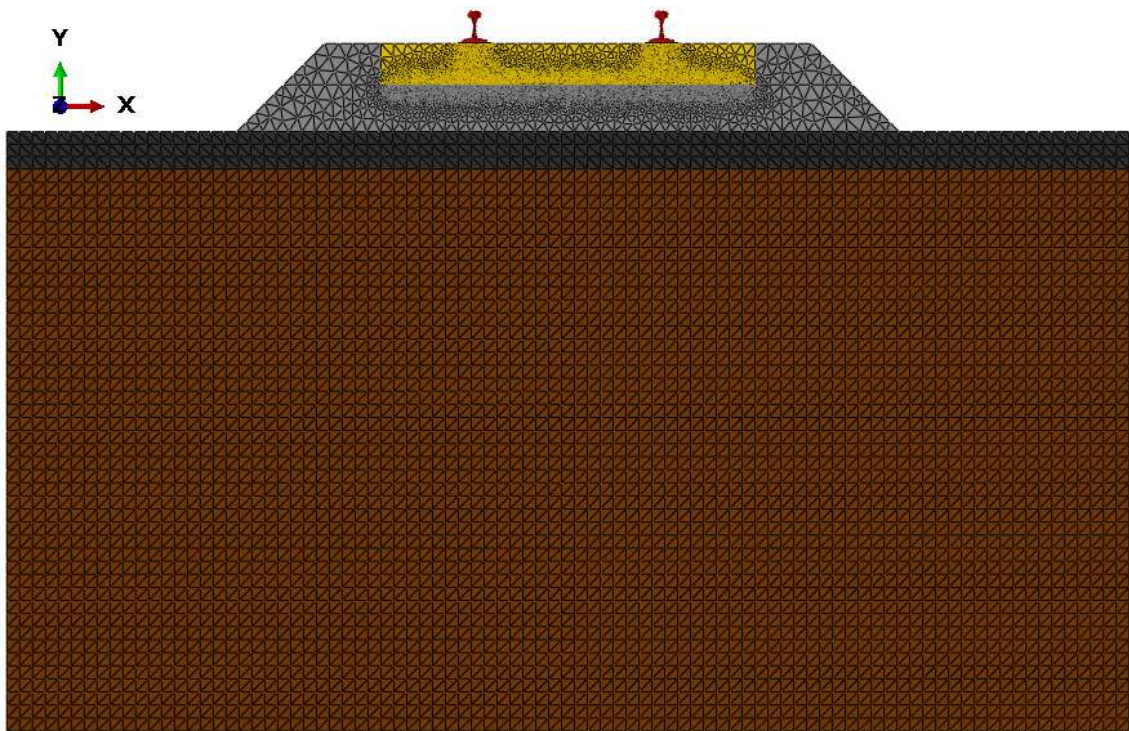
Pavimento com a geometria 22



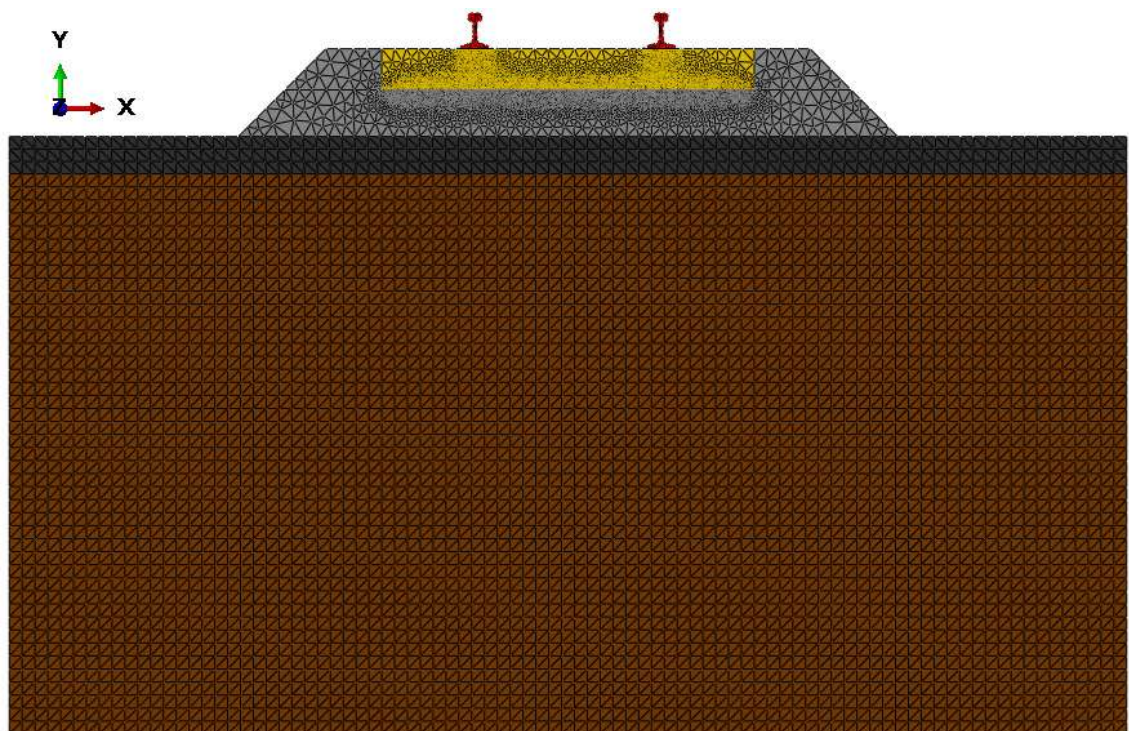
Pavimento com a geometria 23



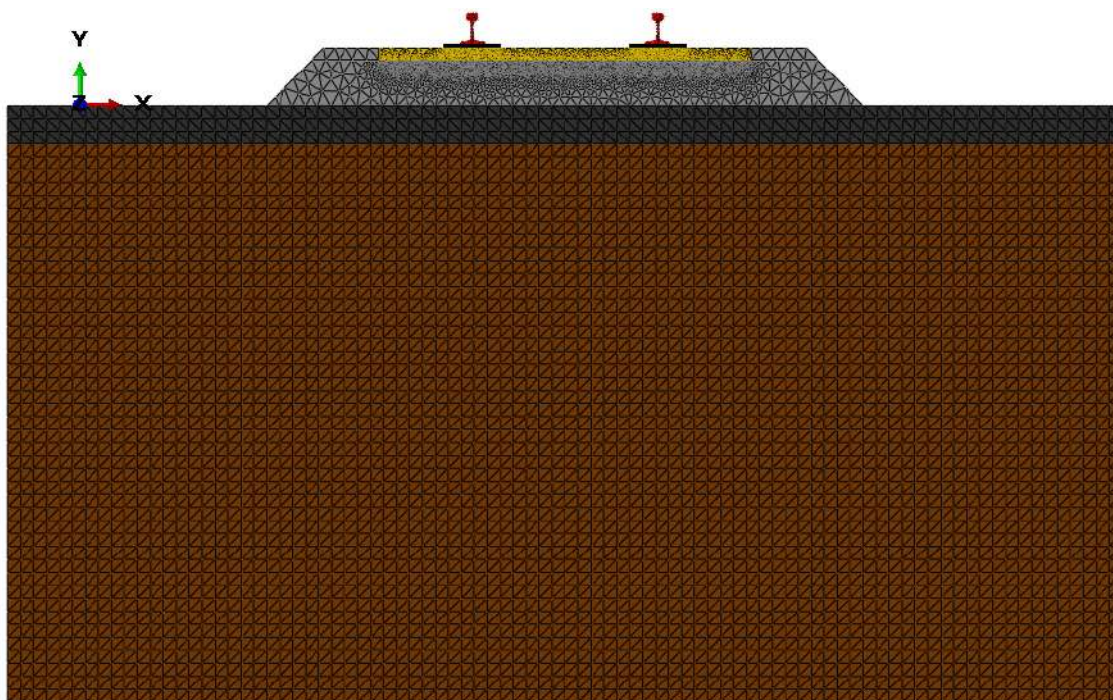
Pavimento com a geometria 24



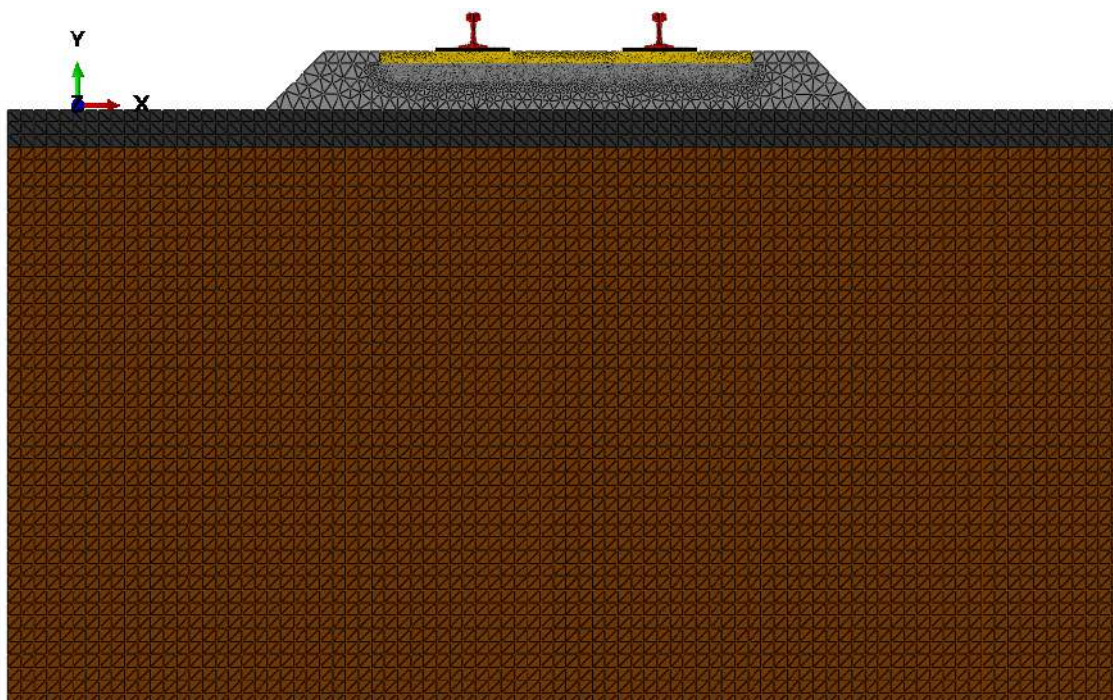
Pavimento com a geometria 25



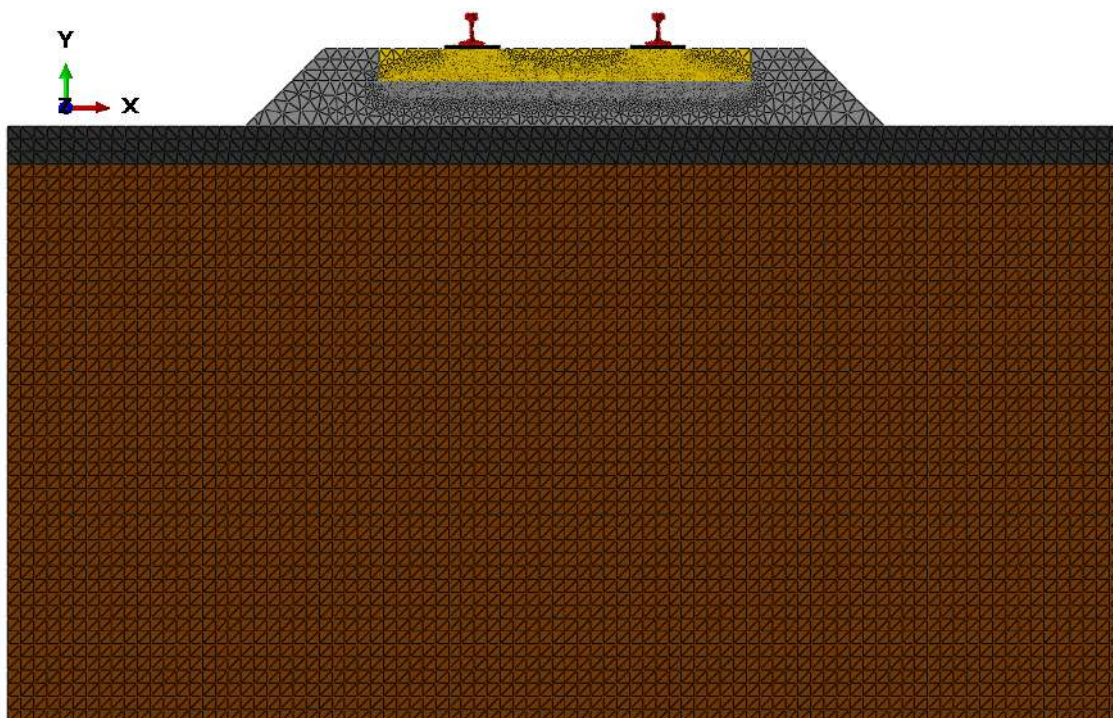
Pavimento com a geometria 26



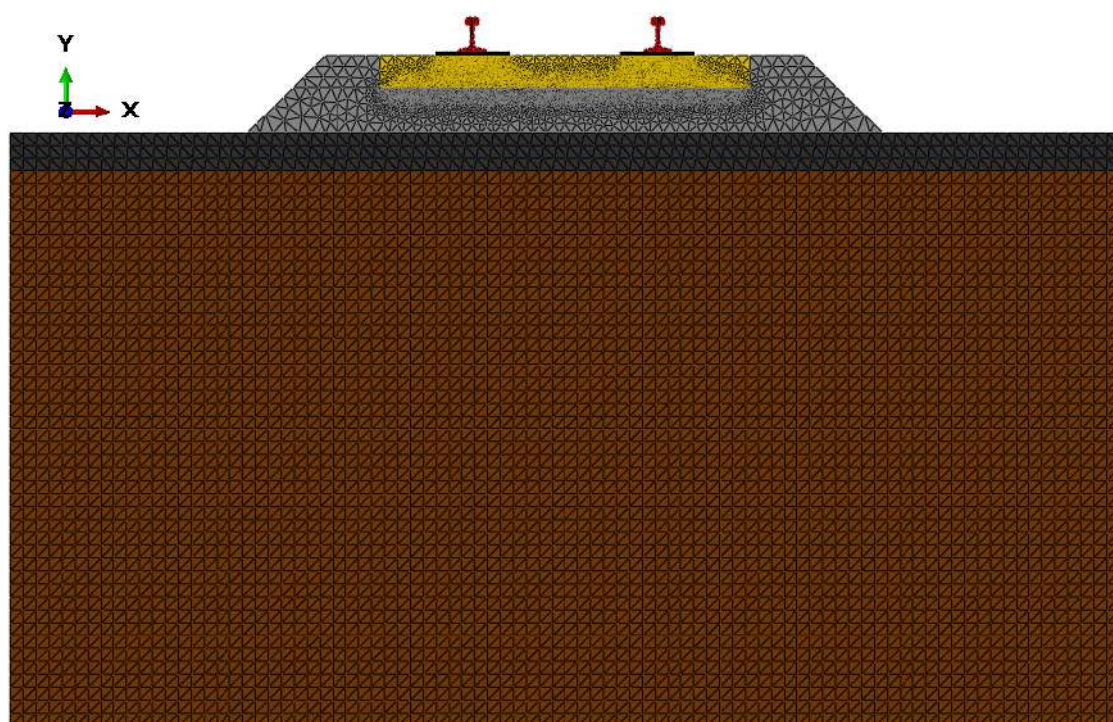
Pavimento com a geometria 27



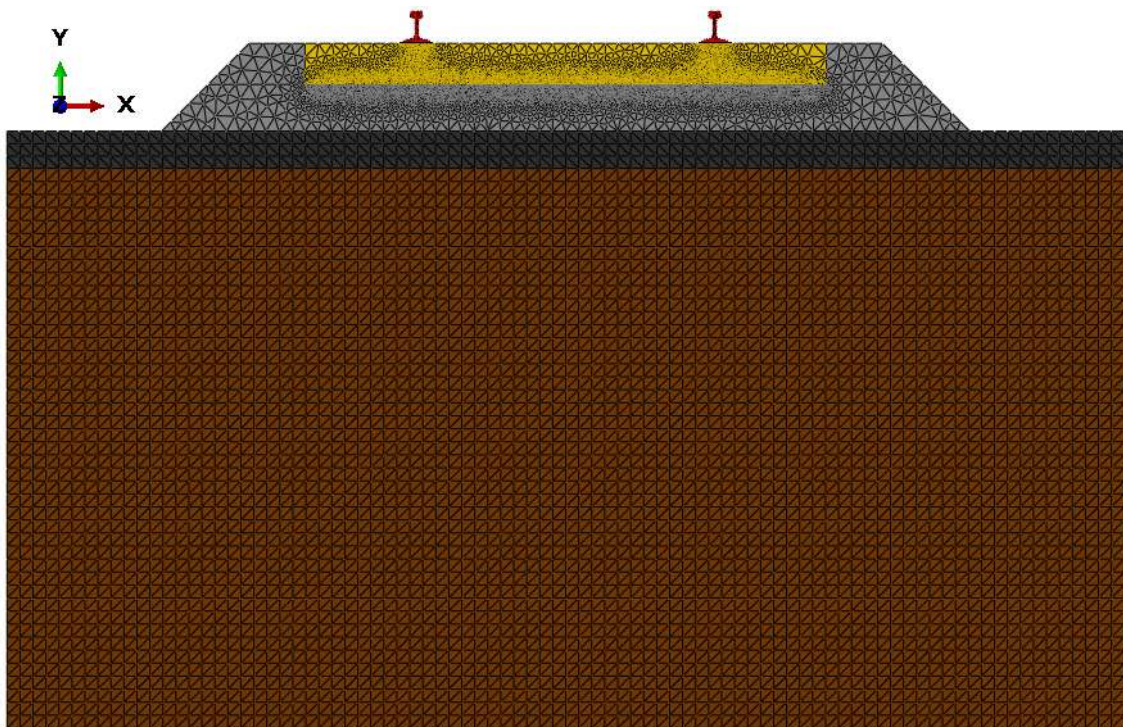
Pavimento com a geometria 28



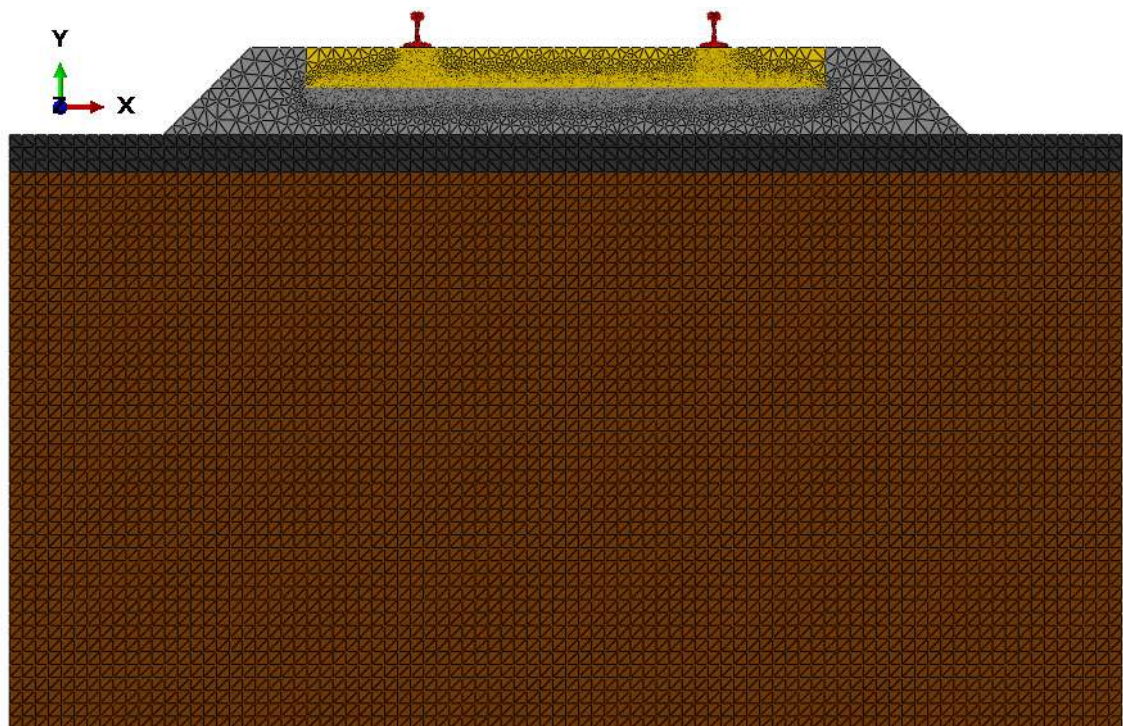
Pavimento com a geometria 29



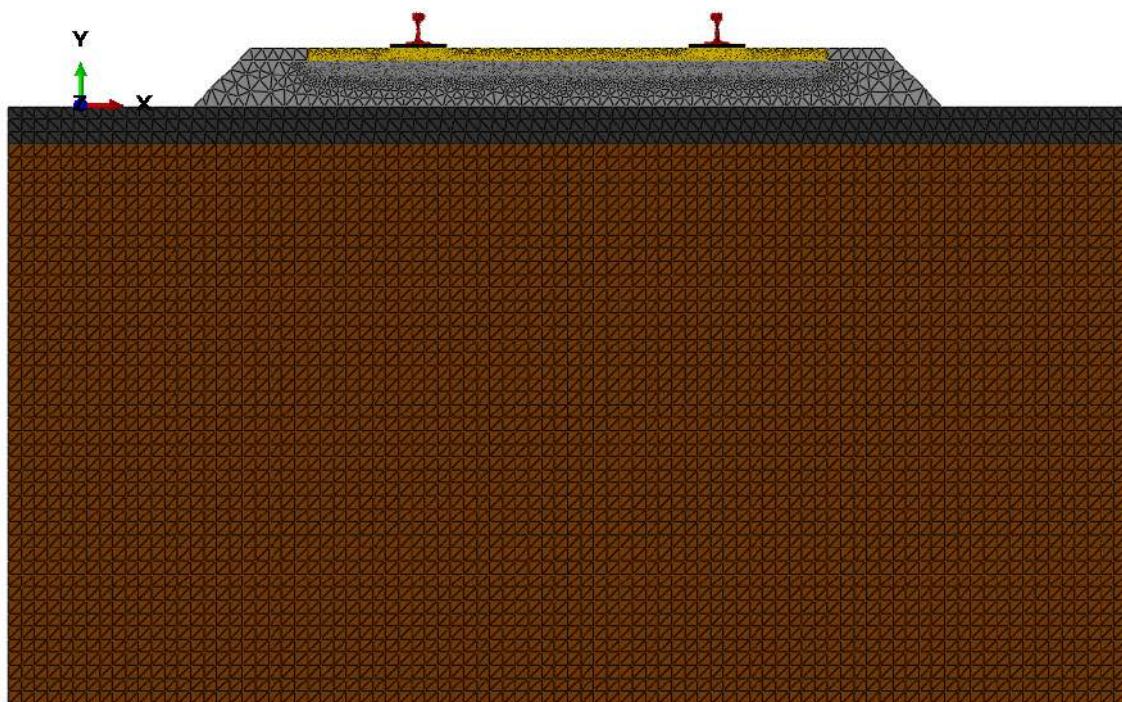
Pavimento com a geometria 30



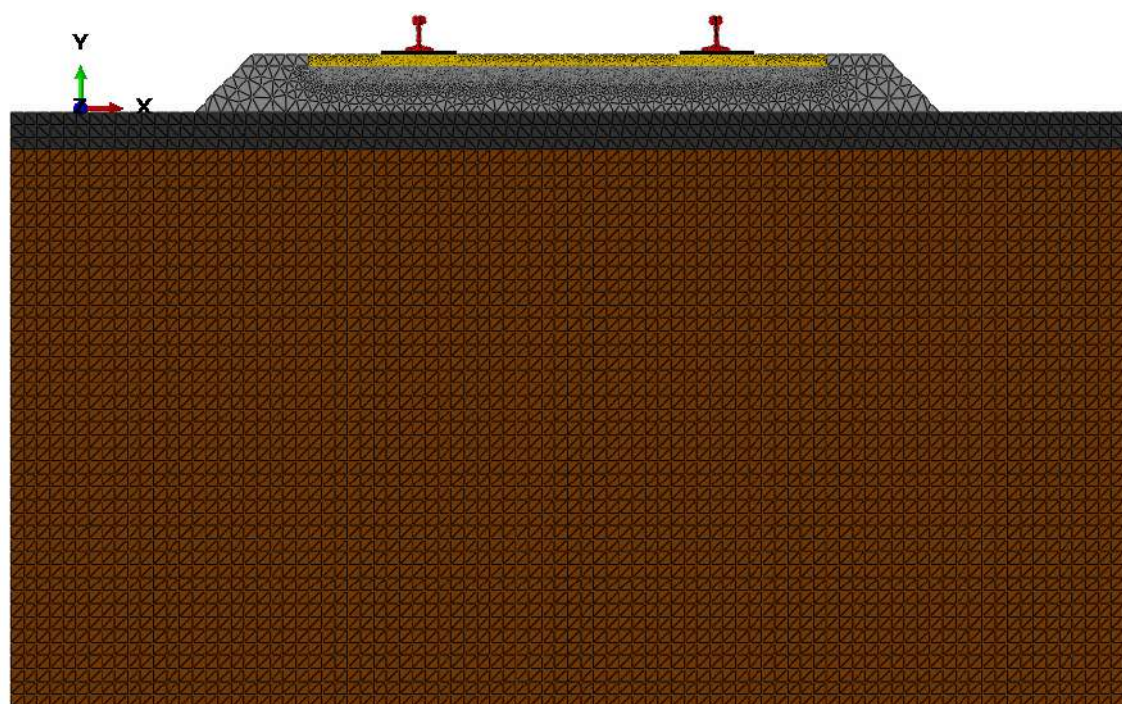
Pavimento com a geometria 31



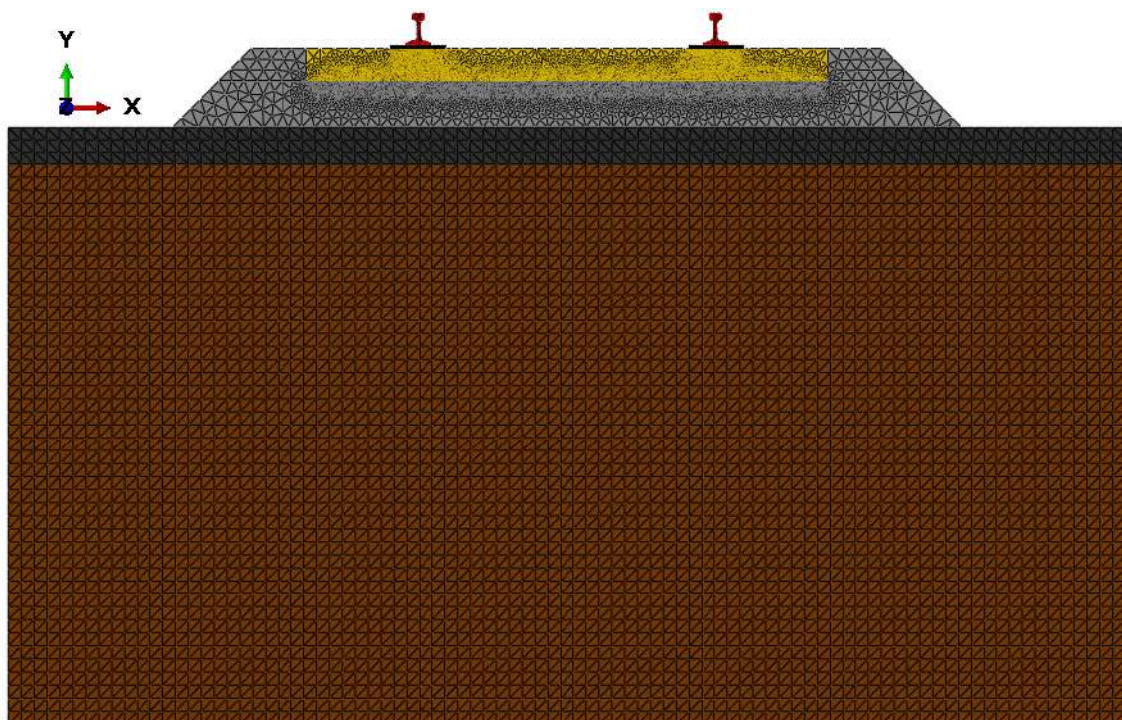
Pavimento com a geometria 32



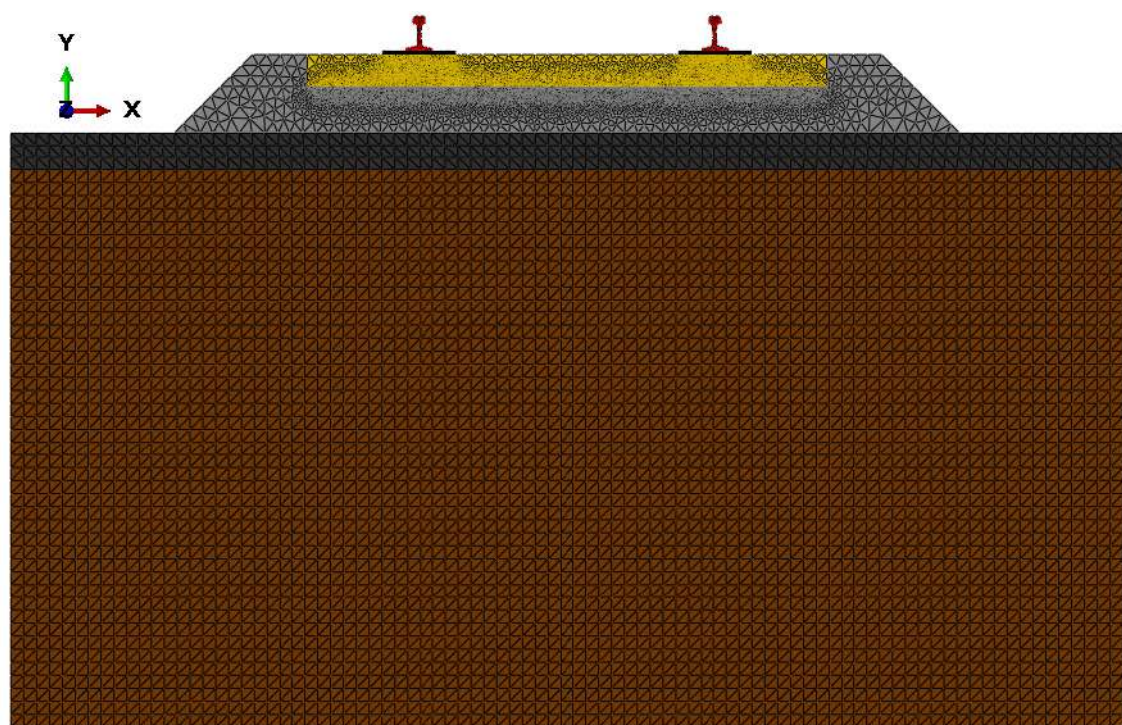
Pavimento com a geometria 33



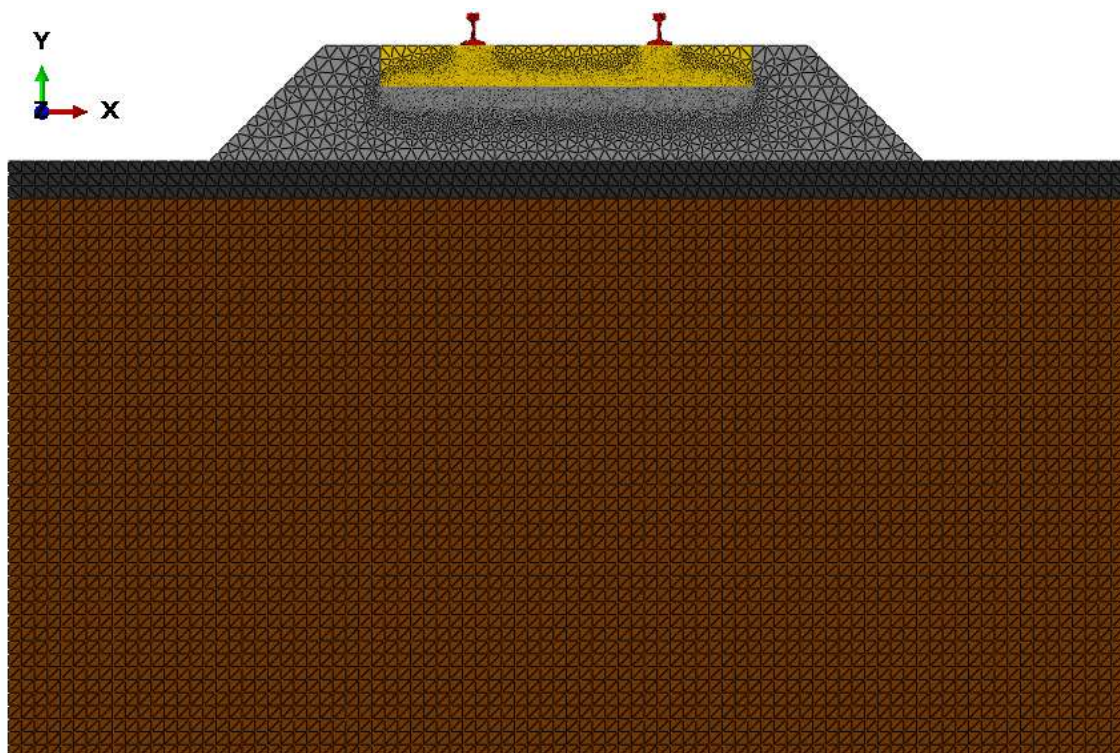
Pavimento com a geometria 34



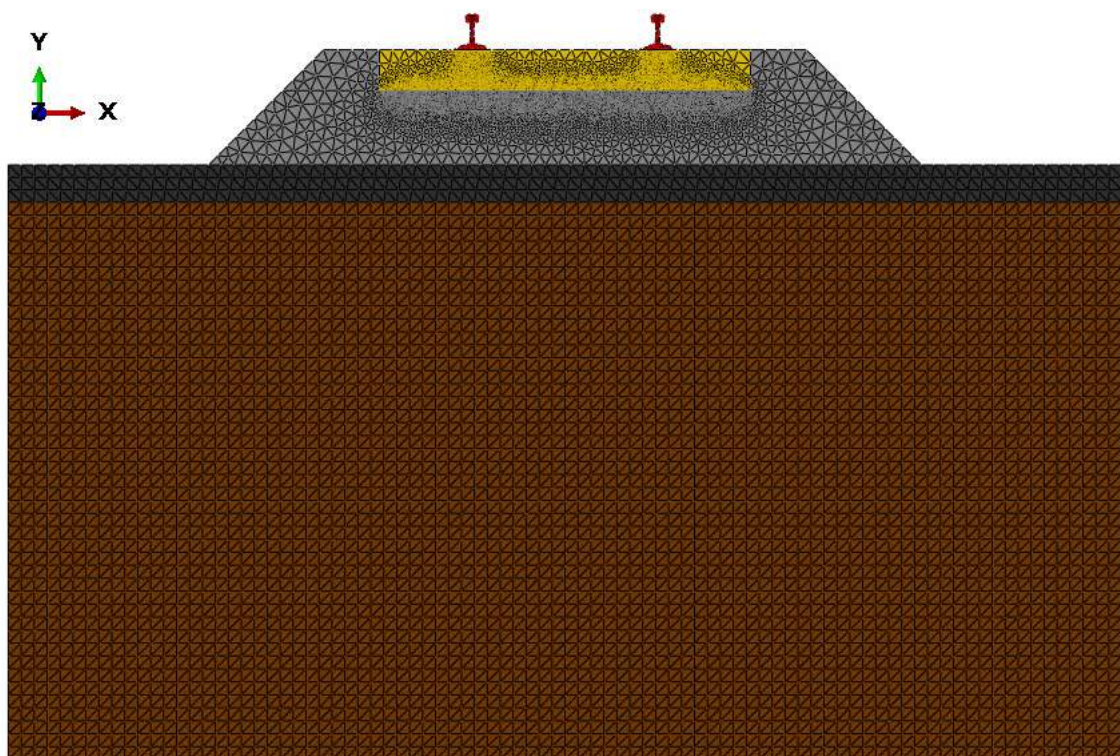
Pavimento com a geometria 35



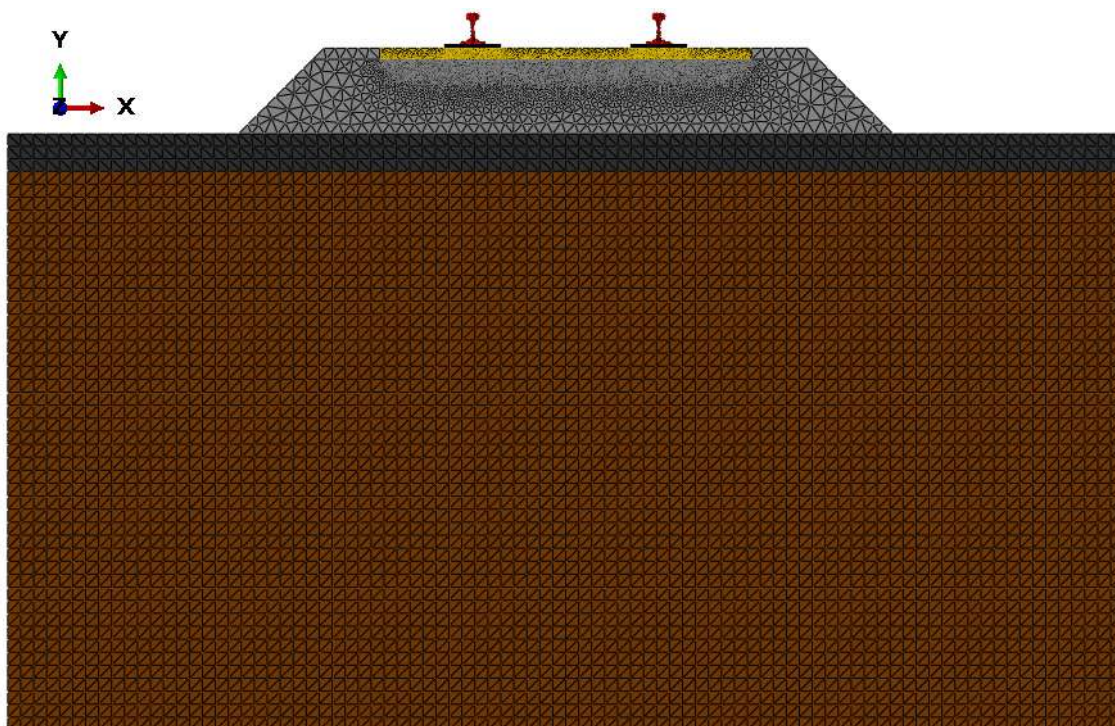
Pavimento com a geometria 36



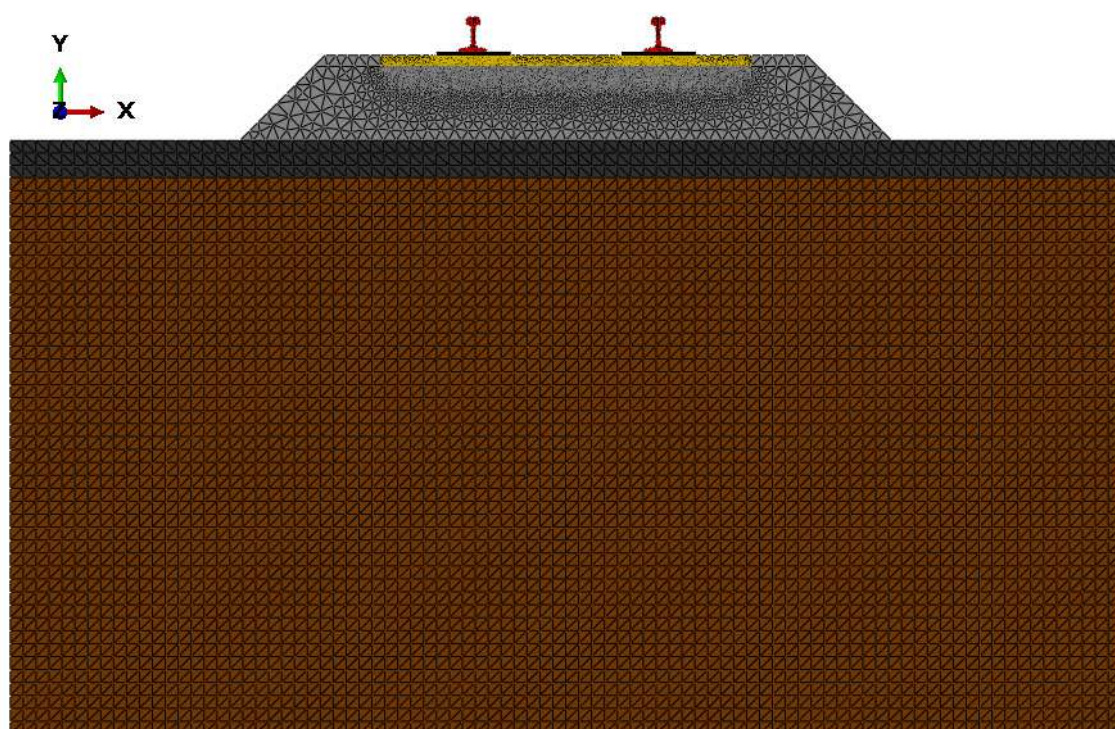
Pavimento com a geometria 37



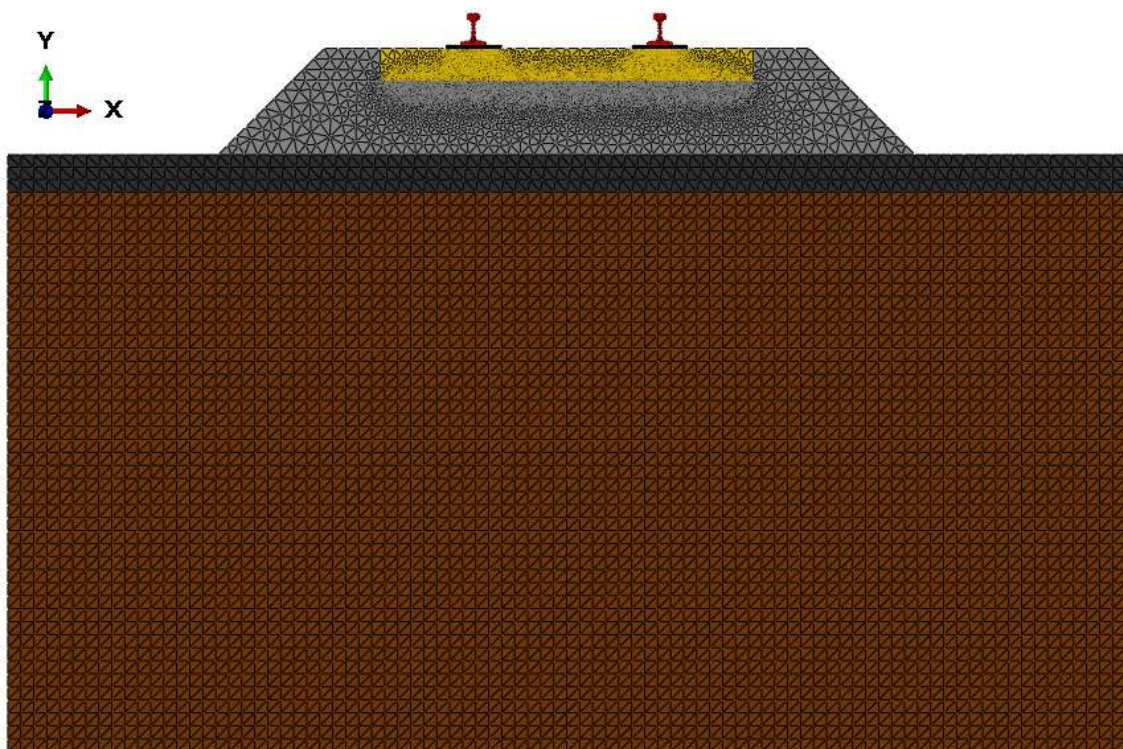
Pavimento com a geometria 38



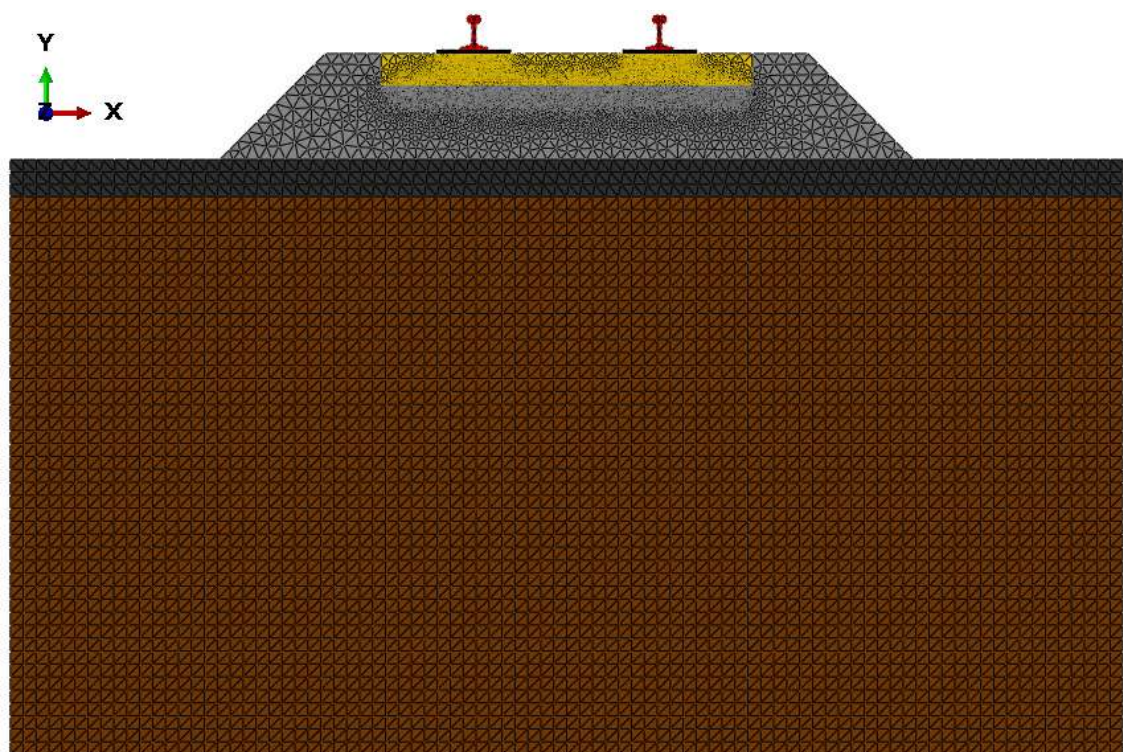
Pavimento com a geometria 39



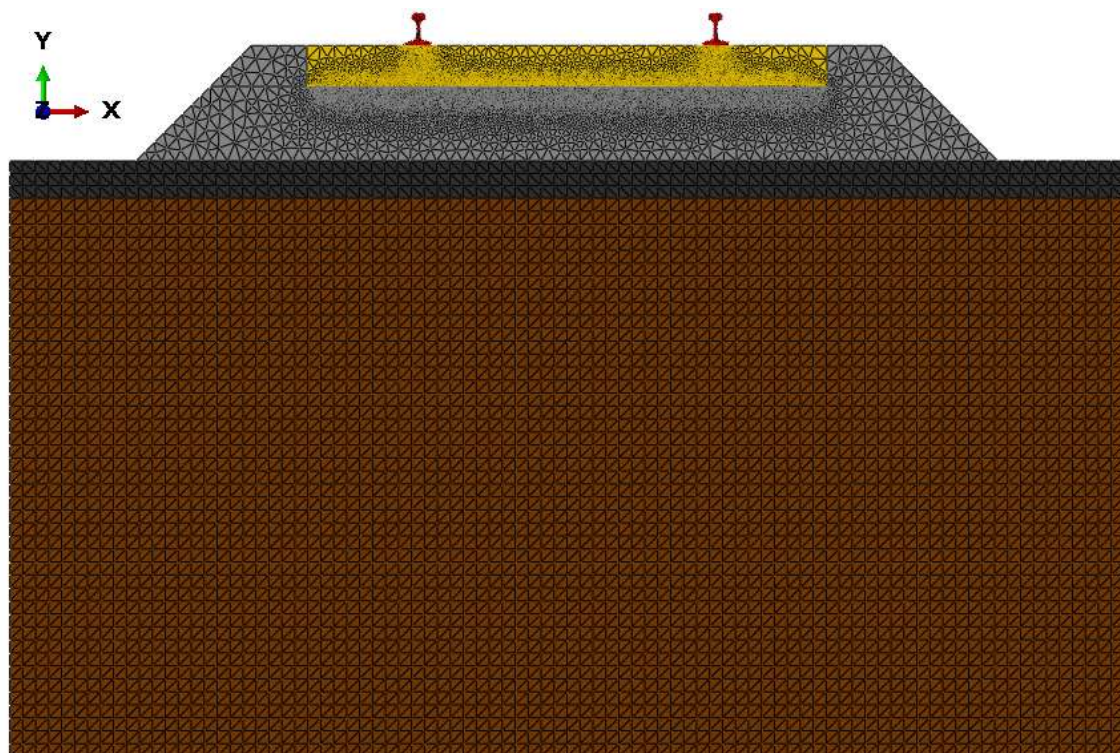
Pavimento com a geometria 40



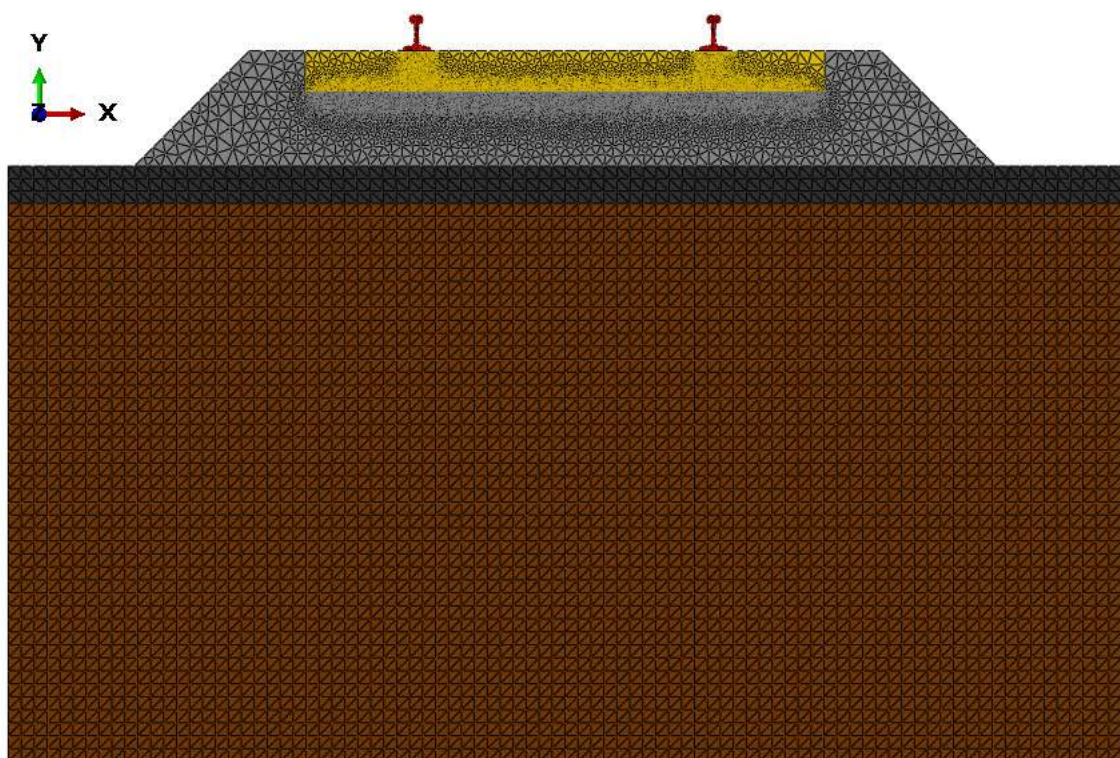
Pavimento com a geometria 41



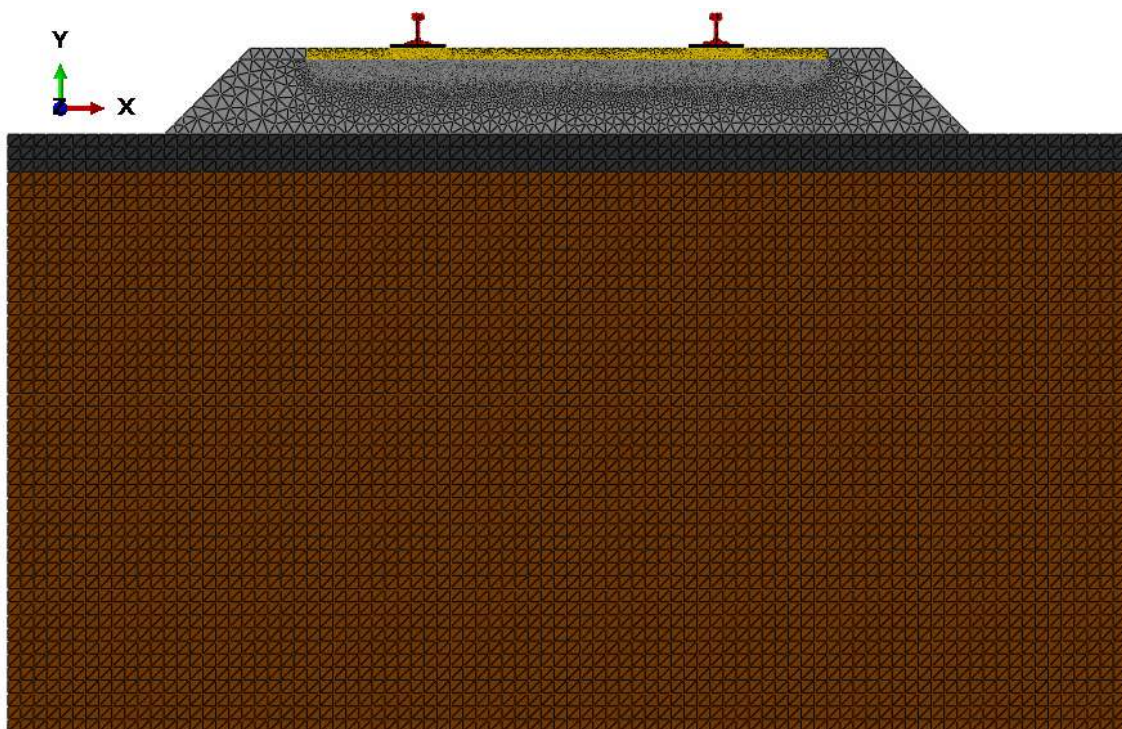
Pavimento com a geometria 42



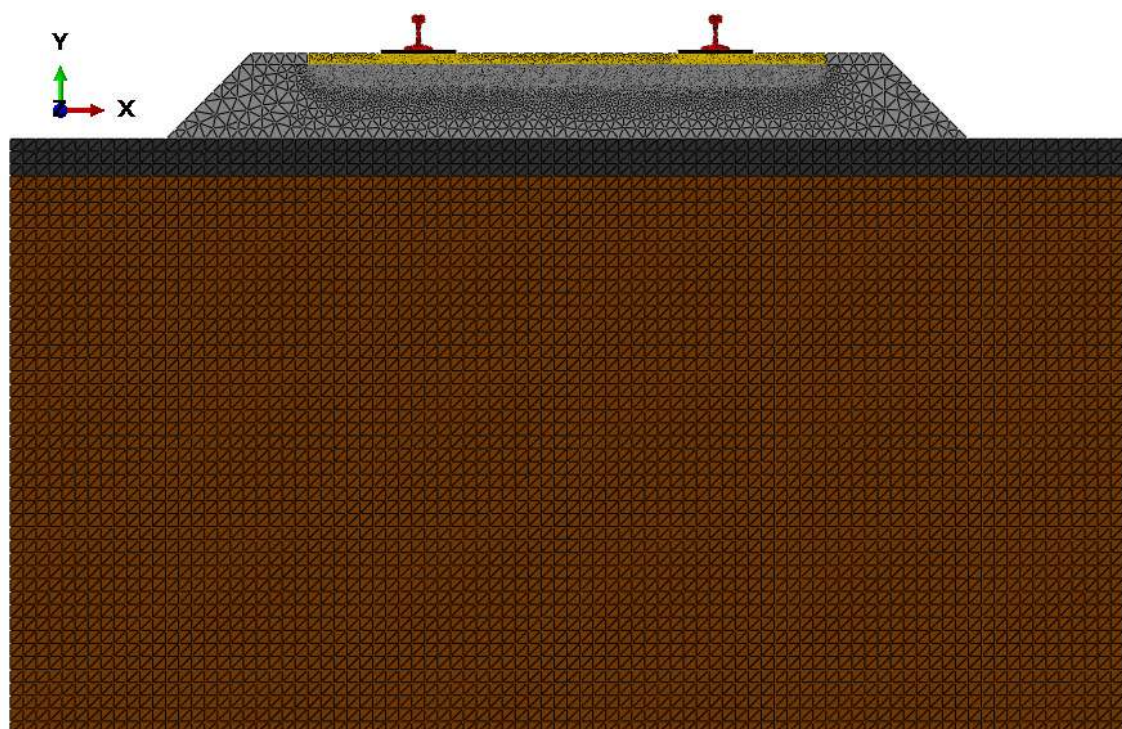
Pavimento com a geometria 43



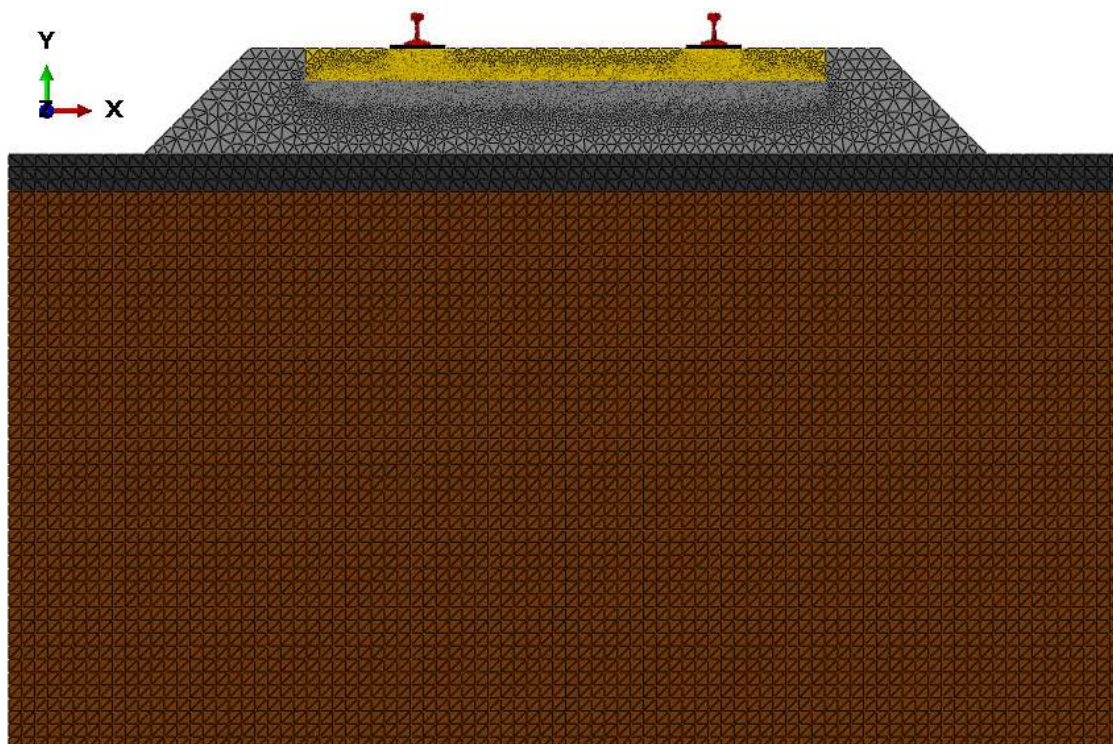
Pavimento com a geometria 44



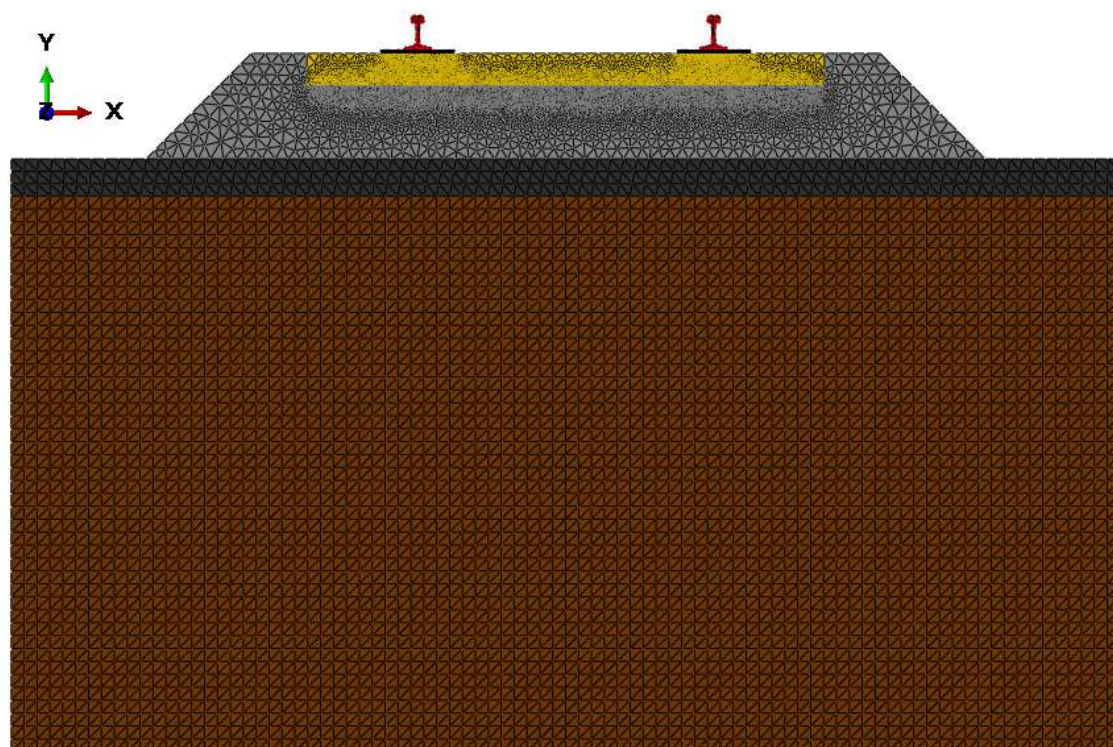
Pavimento com a geometria 45



Pavimento com a geometria 46



Pavimento com a geometria 47



Pavimento com a geometria 48

Anexo D – Resultados das simulações realizadas

Pavimento	Infraestrutura																Superestrutura / grade					Resultados									
	Geometria do pavimento										Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)			Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)			Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmilha = 0,5 cm (E = 1 Gpa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 Gpa, v = 0,3)			Trilho E = 210 Gpa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega- mento de roda		Deflexão no topo do trilho		Módulo de via (u)	
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 Gpa v = 0,2	Aço E = 205 Gpa v = 0,3	Madeira E = 13 Gpa v = 0,3	Tipo		125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)										
10 cm			20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm	TR-57						TR-68															
1	1	x		x				x				x				x		x		1,76	41,08										
2	1	x		x				x				x				x		x		4,92	19,52										
3	2	x		x				x				x					x			2,55	22,35										
4	2	x		x				x				x					x			5,23	16,05										
5	3	x						x					x				x			3,07	19,57										
6	3	x		x				x					x				x			2,46	49,19										
7	4	x		x				x					x				x			2,94	18,48										
8	4	x		x				x					x				x			5,82	13,92										
9	5	x		x				x						x			x			3,04	19,82										
10	5	x		x				x						x				x		4,38	22,80										
11	6	x		x				x						x			x			1,97	31,52										
12	6	x		x				x							x		x			4,05	22,57										
13	7	x		x				x									x			1,35	58,51										
14	7	x		x				x						x			x			2,97	38,27										
15	8	x		x				x						x			x			1,61	41,26										
16	8	x		x				x						x				x		4,72	18,40										
17	9	x		x				x							x		x			2,06	33,31										
18	9	x		x				x						x			x			4,10	24,90										
19	10	x		x				x						x			x			1,38	50,67										
20	10	x		x				x						x			x			4,24	21,23										
21	11	x		x				x							x		x			1,80	39,87										
22	11	x		x				x							x		x			3,46	31,22										
23	12	x		x				x							x		x			2,35	24,92										
24	12	x		x				x									x			4,47	19,79										
25	13	x		x				x						x			x			1,73	42,03										
26	13	x		x				x							x			x		3,16	35,23										
27	14	x		x				x						x			x			1,65	39,93										
28	14	x		x				x						x				x		2,88	35,55										
29	15	x		x				x						x			x			2,73	22,88										

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados		
	Geometria do pavimento														Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmilha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)					Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager				Bitola		Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.										
		Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo TR-57 TR-68									
30	15	x		x				x			x		x		6,59	13,22						
31	16	x		x				x			x		x		3,79	13,17						
32	16	x		x				x			x		x		4,53	19,44						
33	17	x		x				x			x		x		2,62	24,17						
34	17	x		x				x			x		x		3,70	28,55						
35	18	x		x				x			x		x		3,78	13,22						
36	18	x		x				x			x		x		4,48	19,73						
37	19	x		x				x			x		x		1,40	55,74						
38	19	x		x				x			x		x		2,74	42,61						
39	20	x		x				x			x		x		2,41	24,09						
40	20	x		x				x			x		x		2,83	36,39						
41	21	x		x				x			x		x		2,69	23,33						
42	21	x		x				x			x		x		5,76	15,82						
43	22	x		x				x			x		x		2,68	20,91						
44	22	x		x				x			x		x		5,81	13,95						
45	23	x		x				x			x		x		1,63	45,51						
46	23	x		x				x			x		x		3,74	28,14						
47	24	x		x				x			x		x		1,84	34,53						
48	24	x		x				x			x		x		2,70	38,75						
49	1	x		x				x			x		x		2,52	25,46						
50	1	x		x				x			x		x		4,03	25,47						
51	2	x		x				x			x		x		2,11	28,77						
52	2	x		x				x			x		x		3,17	31,29						
53	3	x		x				x			x		x		3,63	15,65						
54	3	x		x				x			x		x		4,34	23,08						
55	4	x		x				x			x		x		3,55	14,38						
56	4	x		x				x			x		x		4,76	18,19						
57	5	x		x				x			x		x		1,86	38,16						
58	5	x		x				x			x		x		4,08	25,06						

Pavimento	Infraestrutura																Superestrutura / grade						Resultados																							
	Geometria do pavimento																Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)						Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)						Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)						Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda		Deflexão no topo do trilho		Módulo de via (u)	
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa		Argila de Ribeirão Preto 250 MPa		200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm 1600 mm		Concreto E = 33 GPa v = 0,2		Aço E = 205 GPa v = 0,3		Madeira E = 13 GPa v = 0,3		Tipo		125 kN		200 kN		(mm)		(MPa)																	
					10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm																																		
59	6	x			x									x					x											2,23	26,72															
60	6	x			x									x					x											3,96	23,25															
61	7	x			x																									1,38	56,82															
62	7	x			x																									3,13	35,68															
63	8	x			x																									1,42	48,78															
64	8	x			x																									3,16	31,42															
65	9	x			x																									2,22	30,14															
66	9	x			x																									5,02	19,01															
67	10	x			x																									3,03	17,76															
68	10	x			x																									3,68	25,64															
69	11	x			x																									1,70	43,03															
70	11	x			x																									3,54	30,28															
71	12	x			x																									1,63	40,58															
72	12	x			x																									3,67	25,74															
73	13	x			x																									1,72	42,36															
74	13	x			x																									3,55	30,17															
75	14	x			x																									1,85	34,28															
76	14	x			x																									3,12	31,96															
77	15	x			x																									3,36	17,35															
78	15	x			x																									3,61	29,50															
79	16	x			x																									2,54	22,46															
80	16	x			x																									2,94	34,59															
81	17	x			x																									1,54	49,09															
82	17	x			x																									3,82	27,36															
83	18	x			x																									1,85	34,28															
84	18	x			x																									3,52	27,21															
85	19	x			x																									1,40	55,74															
86	19	x			x																									3,02	37,42															
87	20	x			x																									1,29	55,44															

Pavimento	Infraestrutura																Superestrutura / grade						Resultados		
	Geometria do pavimento																Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)						Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Subleito de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombró de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		Bitola		Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.															
		Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo												
88	20	x		x						x							x	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)				
89	21	x		x						x			x				x			3,07	32,65				
90	21	x		x						x			x				x	x		1,80	39,87				
91	22	x		x						x			x				x	x		4,12	24,73				
92	22	x		x						x			x				x	x		1,85	34,28				
93	23	x		x						x			x				x	x		3,91	23,65				
94	23	x		x						x			x				x	x		1,58	47,44				
95	24	x		x						x			x				x	x		3,10	36,14				
96	24	x		x						x			x				x	x		1,37	51,16				
97	25	x											x				x	x		2,98	33,97				
98	25	x								x			x				x	x		2,91	21,01				
99	26	x								x			x				x	x		3,19	34,79				
100	26	x								x			x				x	x		2,97	18,24				
101	27	x								x			x				x	x		4,34	20,58				
102	27	x								x			x				x	x		3,01	20,09				
103	28	x								x			x				x	x		3,70	28,55				
104	28	x								x			x				x	x		2,96	18,32				
105	29	x								x			x				x	x		3,85	24,14				
106	29	x								x			x				x	x		3,57	16,00				
107	30	x								x			x				x	x		6,11	14,63				
108	30	x								x			x				x	x		2,91	18,74				
109	31	x								x			x				x	x		3,85	24,14				
110	31	x								x			x				x	x		1,42	54,70				
111	32	x								x			x				x	x		3,17	35,08				
112	32	x								x			x				x	x		1,55	43,40				
113	33	x								x			x				x	x		3,53	27,11				
114	33	x								x			x				x	x		3,77	14,88				
115	34	x								x			x				x	x		3,91	26,52				
116	34	x								x			x				x	x		3,89	12,72				
										x			x				x	x		4,82	17,89				

Pavimento	Infraestrutura																Superestrutura / grade						Resultados														
	Geometria do pavimento																Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)				Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmitilha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo																					
			10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm						TR-57	TR-68																				
117	35	x			x							x				x	x			x		1,88	37,62														
118	35	x				x						x				x	x			x		4,20	24,11														
119	36	x					x					x				x				x		1,80	35,55														
120	36	x						x					x							x		3,58	26,60														
121	37	x							x					x						x		2,09	32,67														
122	37	x							x					x						x		4,29	23,44														
123	38	x							x					x						x		2,09	29,13														
124	38	x							x					x						x		3,56	26,80														
125	39	x							x						x					x		4,15	13,09														
126	39	x							x						x					x		5,14	18,42														
127	40	x							x						x					x		2,35	24,92														
128	40	x							x						x					x		4,40	20,21														
129	41	x							x							x				x		2,67	23,57														
130	41	x							x							x				x		3,01	37,59														
131	42	x							x							x				x		2,58	22,00														
132	42	x							x							x				x		3,53	27,11														
133	43	x							x								x			x		2,13	31,85														
134	43	x							x							x				x		2,54	47,14														
135	44	x							x							x				x		1,36	51,67														
136	44	x							x							x				x		2,84	36,22														
137	45	x							x							x				x		1,72	42,36														
138	45	x							x							x				x		3,76	27,94														
139	46	x							x							x				x		1,89	33,32														
140	46	x							x							x				x		3,78	24,74														
141	47	x							x								x			x		2,19	30,70														
142	47	x							x								x			x		2,36	51,99														
143	48	x							x								x			x		1,56	43,03														
144	48	x							x								x			x		3,15	31,55														
145	25	x							x								x			x		1,87	37,89														

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade						Resultados	
	Geometria do pavimento														Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmilha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.	Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (U)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo						
10 cm			20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm	TR-57						TR-68						
146	25	x			x				x								x	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)	
147	26	x			x				x									x		1,45	47,44	
148	26	x																x		3,94	23,41	
149	27	x			x				x									x		2,32	28,42	
150	27	x							x									x		4,53	21,80	
151	28	x																x		2,07	29,51	
152	28	x			x				x									x		4,94	17,32	
153	29	x							x									x		3,13	19,07	
154	29	x			x				x									x		3,85	27,07	
155	30	x																x		2,63	21,44	
156	30	x			x													x		3,54	27,00	
157	31	x							x									x		1,67	44,06	
158	31	x																x		3,19	34,79	
159	32	x			x				x									x		1,20	61,05	
160	32	x							x									x		2,81	36,74	
161	33	x																x		1,79	40,17	
162	33	x			x				x									x		3,49	30,86	
163	34	x							x									x		1,97	31,52	
164	34	x							x									x		3,49	27,52	
165	35	x			x													x		1,43	54,19	
166	35	x			x				x									x		3,03	37,26	
167	36	x							x									x		1,17	63,15	
168	36	x																x		3,11	32,09	
169	37	x			x													x		1,54	49,09	
170	37	x																x		3,27	33,66	
171	38	x																x		1,63	40,58	
172	38	x																x		3,31	29,53	
173	39	x			x													x		1,36	57,94	
174	39	x																x		4,78	20,29	

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados		
	Geometria do pavimento										Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmitilha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)		
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)		Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)		Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		Concreto		Aço	Madeira											Tipo	
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3		125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)		
175	40	x			x						x	x			x			x		2,73	20,40	
176	40	x				x					x	x						x		4,78	18,09	
177	41	x				x										x		x		1,63	45,51	
178	41	x				x					x	x				x		x		3,35	32,59	
179	42	x									x	x				x		x		1,70	38,37	
180	42	x				x												x		3,62	26,21	
181	43	x				x					x	x			x			x		1,89	37,36	
182	43	x				x						x			x			x		2,33	52,89	
183	44	x				x					x	x			x			x		1,50	45,34	
184	44	x				x						x			x			x		3,21	30,77	
185	45	x				x						x			x			x		1,61	46,26	
186	45	x				x						x			x			x		3,17	35,08	
187	46	x				x						x						x		1,97	31,52	
188	46	x				x						x			x			x		3,08	32,51	
189	47	x				x						x				x		x		2,23	29,96	
190	47	x				x						x				x		x		2,28	54,44	
191	48	x				x						x						x		1,57	42,66	
192	48	x				x						x						x		3,15	31,55	
193	1	x									x				x			x		3,14	18,99	
194	1	x									x				x			x		6,52	13,41	
195	2	x				x					x	x			x			x		3,16	16,79	
196	2	x									x	x			x			x		6,55	11,89	
197	3	x									x							x		2,44	26,58	
198	3	x									x				x			x		5,90	15,32	
199	4	x									x				x			x		3,56	14,32	
200	4	x													x			x		7,16	10,56	
201	5	x									x					x		x		2,03	33,96	
202	5	x														x		x		2,79	41,59	
203	6	x									x	x						x		2,75	20,21	

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados										
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)														Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Geometria do pavimento		200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo														
			10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm						TR-57	TR-68													
204	6	x				x					x				x		x	3,73	25,18											
205	7	x				x					x				x		x	1,47	52,23											
206	7	x															x	3,23	34,22											
207	8	x				x					x				x		x	2,07	29,51											
208	8	x				x									x		x	3,46	27,84											
209	9	x				x					x				x		x	1,95	35,83											
210	9	x				x					x				x		x	5,68	16,12											
211	10	x				x					x				x		x	2,98	18,15											
212	10	x				x					x				x		x	5,00	17,04											
213	11	x				x									x		x	2,01	34,41											
214	11	x				x					x				x		x	3,94	26,25											
215	12	x				x					x				x		x	2,00	30,89											
216	12	x													x		x	4,10	22,20											
217	13	x				x					x				x		x	2,18	30,88											
218	13	x				x					x						x	4,72	20,63											
219	14	x				x					x				x		x	2,14	28,23											
220	14	x				x					x						x	3,65	25,92											
221	15	x				x					x				x		x	2,39	27,32											
222	15	x				x					x				x		x	5,00	19,11											
223	16	x				x					x				x		x	3,46	14,88											
224	16	x				x					x				x		x	5,27	15,89											
225	17	x				x					x				x		x	2,02	34,19											
226	17	x				x					x				x		x	7,05	12,08											
227	18	x				x					x				x		x	3,20	16,51											
228	18	x				x									x		x	5,38	15,45											
229	19	x				x					x				x		x	1,25	64,83											
230	19	x				x					x						x	2,94	38,79											
231	20	x				x					x				x		x	1,52	44,54											
232	20	x				x					x				x		x	2,47	43,63											

Pavimento	Infraestrutura													Superestrutura / grade					Resultados				
	Geometria do pavimento													Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmilha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)					Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)	Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager	Bitola		Concreto			Aço	Madeira	Tipo												
				200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm			1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR-57	TR-68							
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm								125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)		
233	21	x			x			x				x						x		1,72	42,36		
234	21	x			x			x				x						x		3,53	30,39		
235	22	x			x			x				x						x		1,71	38,07		
236	22	x			x			x										x		3,76	24,92		
237	23	x			x			x										x		1,54	49,09		
238	23	x			x			x										x		3,59	29,72		
239	24	x			x			x				x						x		1,40	49,71		
240	24	x			x			x				x						x		3,09	32,37		
241	1	x			x			x										x		2,88	21,30		
242	1	x			x			x										x		4,50	21,99		
243	2	x			x			x										x		2,74	20,30		
244	2	x			x			x										x		3,30	29,65		
245	3	x			x			x										x		3,15	18,91		
246	3	x			x			x										x		6,28	14,10		
247	4	x			x			x										x		2,03	30,29		
248	4	x			x			x										x		3,74	25,10		
249	5	x			x			x										x		1,80	39,87		
250	5	x			x			x										x		2,99	37,93		
251	6	x			x			x										x		1,48	46,16		
252	6	x			x			x										x		3,22	30,64		
253	7	x			x			x										x		1,54	49,09		
254	7	x			x			x										x		3,39	32,08		
255	8	x			x			x										x		1,23	59,07		
256	8	x			x			x										x		3,21	30,77		
257	9	x			x			x										x		2,42	26,87		
258	9	x			x			x										x		3,46	31,22		
259	10	x			x			x										x		2,45	23,57		
260	10	x			x			x										x		3,09	32,37		
261	11	x			x			x										x		1,74	41,71		

Pavimento	Infraestrutura											Superestrutura / grade				Resultados					
	Geometria do pavimento											Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.	Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)		
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)			Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager			Bitola		Concreto		Aço	Madeira	Tipo							
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa 10 cm	20 cm	300 MPa 10 cm	20 cm	300 MPa 25 cm	40 cm	500 MPa 25 cm	40 cm	1000 mm	1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR 57	TR 68	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)
262	11	x			x				x			x				x	x		x	3,69	28,65
263	12	x			x				x			x				x			x	1,50	45,34
264	12	x			x							x				x			x	3,41	28,38
265	13	x			x				x				x			x			x	1,92	36,58
266	13	x			x				x				x			x			x	3,95	26,16
267	14	x			x				x				x			x			x	2,16	27,88
268	14	x			x				x				x						x	3,61	26,31
269	15	x			x				x					x		x			x	2,46	26,29
270	15	x			x				x				x			x			x	5,07	18,76
271	16	x			x				x					x					x	2,44	23,70
272	16	x			x				x				x						x	4,87	17,65
273	17	x			x				x							x			x	2,96	20,54
274	17	x			x				x							x			x	3,45	31,34
275	18	x			x				x							x			x	2,68	20,91
276	18	x			x				x							x			x	3,04	33,08
277	19	x			x				x							x			x	1,10	76,88
278	19	x			x				x							x			x	2,91	39,32
279	20	x			x				x										x	1,46	47,00
280	20	x			x				x							x			x	2,83	36,39
281	21	x			x				x							x			x	2,10	32,46
282	21	x			x				x							x			x	4,13	24,65
283	22	x			x				x							x			x	2,09	29,13
284	22	x			x				x							x			x	3,90	23,73
285	23	x			x				x							x			x	2,42	26,87
286	23	x			x				x							x			x	4,62	21,23
287	24	x			x				x							x			x	1,63	40,58
288	24	x			x											x			x	4,20	21,50
289	25	x			x				x							x			x	2,23	29,96
290	25	x			x				x							x			x	4,47	22,19

Pavimento	Infraestrutura													Superestrutura / grade					Resultados		
	Geometria do pavimento													Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)					Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (U)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)	Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager	Bitola		Concreto			Aço		Madeira		Trilho								
200 MPa				300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR-57	TR-68								
291	26	x						x											2,26	26,25	
292	26	x						x											4,27	21,03	
293	27	x						x											3,01	20,09	
294	27	x						x											5,54	16,67	
295	28	x						x											3,08	17,37	
296	28	x						x											5,91	13,63	
297	29	x						x											1,89	37,36	
298	29	x						x											4,56	21,60	
299	30	x						x											2,91	18,74	
300	30	x						x											4,06	22,49	
301	31	x						x											1,55	48,67	
302	31	x						x											3,18	34,93	
303	32	x						x											1,52	44,54	
304	32	x						x											3,09	32,37	
305	33	x						x											1,93	36,33	
306	33	x						x											3,73	28,24	
307	34	x						x											1,74	37,20	
308	34	x						x											4,09	22,27	
309	35	x						x											1,72	42,36	
310	35	x						x											3,16	35,23	
311	36	x						x											1,80	35,55	
312	36	x						x											3,41	28,38	
313	37	x						x											1,84	38,72	
314	37	x						x											3,57	29,94	
315	38	x						x											1,94	32,18	
316	38	x						x											3,46	27,84	
317	39	x						x											3,05	19,74	
318	39	x						x											5,59	16,47	
319	40	x						x											2,97	18,24	

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade				Resultados	
	Geometria do pavimento		Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)		Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)		Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)	
Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa 10 cm	20 cm	300 MPa 20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm	1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo		125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)	
320	40	x			x		x			x			x				x		5,56	14,79
321	41	x			x		x			x				x			x		1,92	36,58
322	41	x			x		x			x				x			x		4,52	21,86
323	42	x			x		x			x				x			x		2,16	27,88
324	42	x			x		x			x				x			x		4,29	20,90
325	43	x			x		x			x							x		2,68	23,45
326	43	x			x		x			x				x			x		4,87	19,79
327	44	x			x		x			x							x		1,80	35,55
328	44	x			x		x			x				x			x		3,80	24,57
329	45	x			x		x			x							x		1,45	53,19
330	45	x			x		x			x				x			x		2,79	41,59
331	46	x			x		x			x				x			x		1,68	38,98
332	46	x			x		x			x							x		3,16	31,42
333	47	x			x		x			x				x			x		2,19	30,70
334	47	x			x		x			x				x			x		2,30	53,81
335	48	x			x		x			x				x			x		1,32	53,76
336	48	x			x		x							x			x		3,36	28,95
337	25	x			x					x							x		1,98	35,11
338	25	x			x					x							x		3,62	29,39
339	26	x			x					x							x		1,80	35,55
340	26	x			x					x				x			x		3,65	25,92
341	27	x			x					x				x			x		2,48	26,01
342	27	x			x					x							x		3,88	26,79
343	28	x			x					x				x			x		2,56	22,23
344	28	x			x					x							x		4,15	21,85
345	29	x			x					x				x			x		1,79	40,17
346	29	x			x					x				x			x		3,53	30,39
347	30	x			x					x				x			x		1,91	32,85
348	30	x			x					x				x			x		3,82	24,40

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados			
	Geometria do pavimento														Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)					Trilho	Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		Bitola		Concreto		Aço	Madeira	Tipo									
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa 10 cm	20 cm	300 MPa 10 cm	20 cm	300 MPa 25 cm	40 cm	500 MPa 25 cm	40 cm	1000 mm	1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR-57	TR-68	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)		
349	31	x				x			x			x	x				x		x		1,40	55,74	
350	31	x				x			x			x	x				x		x		3,40	31,95	
351	32	x				x			x			x	x					x	x		1,45	47,44	
352	32	x				x			x			x	x					x	x		4,95	17,27	
353	33	x				x			x			x		x				x	x		1,69	43,37	
354	33	x				x			x			x		x				x			3,75	28,04	
355	34	x				x			x			x		x				x	x		1,81	35,29	
356	34	x				x			x			x		x				x			3,43	28,16	
357	35	x				x			x			x		x				x			1,59	47,04	
358	35	x				x			x			x		x				x			2,83	40,81	
359	36	x				x			x			x		x				x	x		2,43	23,83	
360	36	x				x			x			x						x			2,77	37,45	
361	37	x				x			x				x					x			1,51	50,39	
362	37	x				x			x				x						x		3,38	32,21	
363	38	x				x			x				x					x	x		1,76	36,64	
364	38	x				x			x				x					x			2,59	40,96	
365	39	x				x			x				x					x	x		1,65	44,77	
366	39	x				x			x				x								3,78	27,74	
367	40	x				x			x				x					x	x		1,95	31,96	
368	40	x				x			x				x					x			3,94	23,41	
369	41	x				x			x				x					x	x		1,79	40,17	
370	41	x				x			x				x					x			3,00	37,76	
371	42	x				x			x				x					x	x		1,71	38,07	
372	42	x				x			x				x					x			4,05	22,57	
373	43	x				x			x				x					x			1,49	51,30	
374	43	x				x			x				x								2,57	46,41	
375	44	x				x			x				x					x	x		1,76	36,64	
376	44	x				x			x				x					x			2,70	38,75	
377	45	x				x			x				x					x			1,34	59,09	

Pavimento	Infraestrutura												Superestrutura / grade					Resultados										
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)												Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)			Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager			Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Geometria do pavimento		200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm 1600 mm		Concreto	Aço	Madeira	Tipo												
			10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR-57	TR-68													
378	45	x					x					x					x			3,19	34,79							
379	46	x					x					x					x			1,46	47,00							
380	46	x					x						x					x		2,67	39,33							
381	47	x					x						x				x			2,27	29,26							
382	47	x					x						x				x			2,27	54,76							
383	48	x					x						x				x			1,46	47,00							
384	48	x					x						x				x			3,30	29,65							
385	1		x				x						x				x			1,42	54,70							
386	1		x				x						x				x			2,47	48,93							
387	2		x				x						x				x			1,64	40,25							
388	2		x				x						x				x			2,41	45,09							
389	3		x				x						x				x			1,42	54,70							
390	3		x				x						x				x			2,05	62,73							
391	4		x				x						x				x			1,45	47,44							
392	4		x				x						x				x			2,40	45,34							
393	5		x				x						x				x			1,92	36,58							
394	5		x				x						x				x			2,67	44,10							
395	6		x				x						x				x			1,43	48,32							
396	6		x				x						x				x			2,13	53,16							
397	7		x				x						x				x			1,40	55,74							
398	7		x				x						x				x			2,44	49,73							
399	8		x				x						x				x			1,41	49,24							
400	8		x				x						x				x			2,52	42,48							
401	9		x				x						x				x			1,27	63,47							
402	9		x				x						x				x			1,85	71,93							
403	10		x				x						x				x			1,19	61,73							
404	10		x				x						x				x			2,23	50,00							
405	11		x				x						x				x			1,29	62,17							
406	11		x				x						x				x			2,05	62,73							

Pavimento	Infraestrutura												Superestrutura / grade						Resultados		
	Geometria do pavimento												Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Subleito de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager				Bitola		Concreto		Aço	Madeira	Tipo					
Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa		Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR-57	TR-68	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)				
407	12	x	x					x			x			x		1,16	63,87				
408	12	x	x					x			x			x		2,11	53,83				
409	13	x	x											x		1,46	52,71				
410	13	x	x													2,54	47,14				
411	14	x	x											x		1,52	44,54				
412	14	x	x											x		2,57	41,38				
413	15	x	x													1,52	49,95				
414	15	x	x													2,29	54,12				
415	16	x	x											x		1,58	42,30				
416	16	x	x													2,51	42,71				
417	17	x	x											x		1,46	52,71				
418	17	x	x													2,48	48,67				
419	18	x	x													1,60	41,60				
420	18	x	x													2,51	42,71				
421	19	x	x											x		1,55	48,67				
422	19	x	x													2,54	47,14				
423	20	x	x											x		1,56	43,03				
424	20	x	x													2,47	43,63				
425	21	x	x											x		1,37	57,37				
426	21	x	x													1,96	66,60				
427	22	x	x											x		1,28	56,02				
428	22	x	x													2,04	56,31				
429	23	x	x											x		1,20	68,46				
430	23	x	x													2,22	56,41				
431	24	x	x											x		1,20	61,05				
432	24	x	x													2,00	57,82				
433	1	x	x											x		1,64	45,14				
434	1	x	x													2,64	44,77				
435	2	x	x											x		1,58	42,30				

Pavimento	Infraestrutura											Superestrutura / grade					Resultados	
	Geometria do pavimento		Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)		Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)		Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.	Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)	
Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)			
436	2	x	x					x				x	x	2,47	43,63			
437	3	x	x					x		x		x	x	1,47	52,23			
438	3	x	x					x		x		x	x	3,17	35,08			
439	4	x	x					x		x		x	x	1,48	46,16			
440	4	x	x					x		x		x	x	2,38	45,85			
441	5	x	x					x		x		x	x	1,44	53,68			
442	5	x	x					x		x		x	x	2,10	60,75			
443	6	x	x					x		x		x	x	1,38	50,67			
444	6	x	x					x		x		x	x	2,26	49,12			
445	7	x	x					x				x	x	1,19	69,23			
446	7	x	x					x		x		x	x	1,65	83,79			
447	8	x	x					x		x		x	x	1,56	43,03			
448	8	x	x					x				x	x	1,84	64,61			
449	9	x	x					x		x		x	x	1,00	87,30			
450	9	x	x					x		x		x	x	1,89	69,91			
451	10	x	x					x		x		x	x	1,15	64,61			
452	10	x	x					x				x	x	1,86	63,69			
453	11	x	x					x		x		x	x	1,48	51,76			
454	11	x	x					x		x		x	x	2,32	53,19			
455	12	x	x					x		x		x	x	1,48	46,16			
456	12	x	x									x	x	2,34	46,90			
457	13	x	x					x		x		x	x	1,60	46,65			
458	13	x	x					x		x		x	x	2,42	50,28			
459	14	x	x							x		x	x	1,64	40,25			
460	14	x	x							x			x	2,24	49,71			
461	15	x	x					x		x		x	x	1,64	45,14			
462	15	x	x							x		x		2,78	41,79			
463	16	x	x					x		x		x	x	1,65	39,93			
464	16	x	x							x		x	x	2,77	37,45			

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade						Resultados																	
	Geometria do pavimento														Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)				Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda		Deflexão no topo do trilho		Módulo de via (u)	
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo		125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)																	
			10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm																												
465	17		x	x						x	x				x	x			x		1,57	47,84																
466	17		x	x						x	x				x	x			x		2,75	42,40																
467	18		x	x						x	x				x	x			x		1,69	38,67																
468	18		x	x						x	x				x				x		2,80	36,92																
469	19		x	x						x	x				x	x			x		1,54	49,09																
470	19		x	x						x	x				x	x			x		2,18	57,79																
471	20		x	x						x	x				x				x		1,64	40,25																
472	20		x	x						x	x				x				x		2,78	37,27																
473	21		x	x						x	x				x	x			x		1,47	52,23																
474	21		x	x						x	x				x				x		2,35	52,29																
475	22		x	x						x	x				x	x			x		1,12	66,93																
476	22		x	x						x	x				x				x		2,44	44,35																
477	23		x	x						x	x				x	x			x		1,44	53,68																
478	23		x	x						x	x				x	x			x		2,38	51,41																
479	24		x	x						x	x				x	x			x		1,43	48,32																
480	24		x	x						x	x				x	x			x		2,32	47,44																
481	25		x							x	x				x	x			x		1,61	46,26																
482	25		x							x	x				x	x			x		2,46	49,19																
483	26		x							x	x				x	x			x		1,64	40,25																
484	26		x							x	x				x	x			x		2,61	40,54																
485	27		x							x	x				x	x			x		1,58	47,44																
486	27		x							x	x				x	x			x		2,32	53,19																
487	28		x							x	x				x	x			x		1,43	48,32																
488	28		x							x	x				x	x			x		2,61	40,54																
489	29		x							x	x				x	x			x		1,59	47,04																
490	29		x							x	x				x	x			x		2,62	45,23																
491	30		x							x	x				x	x			x		1,95	31,96																
492	30		x							x	x				x	x			x		2,52	42,48																
493	31		x							x	x				x	x			x		1,53	49,52																

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados				
	Geometria do pavimento														Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmitilha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)					Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (U)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)	Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e ϕ = 40º Critério de Drucker Prager	1000 mm				1600 mm				Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo									
				200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	TR-57	TR-68													
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm							125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)				
494	31		x		x		x					x					x		2,46	49,19				
495	32		x		x		x					x					x		1,48	46,16				
496	32		x		x		x												2,42	44,84				
497	33		x		x		x					x					x		1,28	62,81				
498	33		x		x		x										x		2,20	57,09				
499	34		x		x		x										x		1,31	54,31				
500	34		x		x		x					x					x		2,17	51,86				
501	35		x		x		x										x		1,18	70,01				
502	35		x		x		x					x					x		2,02	63,98				
503	36		x		x		x										x		1,23	59,07				
504	36		x		x		x					x					x		3,97	23,18				
505	37		x		x		x										x		1,86	38,16				
506	37		x		x		x										x		2,75	42,40				
507	38		x		x		x										x		1,89	33,32				
508	38		x		x		x										x		2,99	33,82				
509	39		x		x		x										x		1,60	46,65				
510	39		x		x		x												2,55	46,89				
511	40		x		x		x										x		1,69	38,67				
512	40		x		x		x										x		4,74	18,30				
513	41		x		x		x										x		1,41	55,21				
514	41		x		x		x										x		2,82	41,00				
515	42		x		x		x										x		1,65	39,93				
516	42		x		x		x										x		2,72	38,37				
517	43		x		x		x										x		1,46	52,71				
518	43		x		x		x										x		2,23	56,07				
519	44		x		x		x										x		1,46	47,00				
520	44		x		x		x										x		2,34	46,90				
521	45		x		x		x										x		1,39	56,27				
522	45		x		x		x										x		2,53	47,39				

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados										
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)														Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	Concreto	Aço	Madeira	Tipo																
	10 cm		20 cm		10 cm		20 cm		25 cm		40 cm		25 cm		40 cm						125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)						
523	46		x		x				x					x											1,53	44,16				
524	46		x		x				x					x											2,12	53,49				
525	47		x		x				x					x											2,20	30,51				
526	47		x		x				x					x											2,25	55,41				
527	48		x		x				x					x											1,57	42,66				
528	48		x		x				x																2,28	48,55				
529	25		x		x				x					x											1,73	42,03				
530	25		x		x				x					x											2,77	41,99				
531	26		x		x				x					x											1,85	34,28				
532	26		x		x				x					x											2,93	34,75				
533	27		x		x				x					x											1,97	35,35				
534	27		x		x				x					x											2,00	64,83				
535	28		x		x				x					x											1,90	33,08				
536	28		x		x				x					x											3,00	33,67				
537	29		x		x				x					x											1,83	39,00				
538	29		x		x				x					x											3,09	36,30				
539	30		x		x				x					x											1,82	35,03				
540	30		x		x				x					x											2,70	38,75				
541	31		x		x				x					x											1,31	60,90				
542	31		x		x				x					x											3,88	26,79				
543	32		x		x				x					x											1,23	59,07				
544	32		x		x				x					x											1,84	64,61				
545	33		x		x				x					x											1,52	49,95				
546	33		x		x				x					x											2,36	51,99				
547	34		x		x				x					x											1,36	51,67				
548	34		x		x				x					x											2,09	54,52				
549	35		x		x				x					x											1,45	53,19				
550	35		x		x				x					x											2,33	52,89				
551	36		x		x				x					x											1,49	45,74				

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados									
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)														Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmitilha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.	Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa		Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm 1600 mm		Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo												
				10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm						TR-57	TR-68											
	552	36		x		x						x				x					125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)					
	553	37		x		x							x				x						2,35	46,63					
	554	37																					1,57	47,84					
	555	38		x		x							x				x						2,38	51,41					
	555	38		x		x							x				x						1,59	41,95					
	556	38		x		x							x				x						2,53	42,26					
	557	39		x		x											x						1,74	41,71					
	558	39		x		x							x				x						3,24	34,07					
	559	40		x		x							x				x						2,20	27,21					
	560	40		x		x							x				x						6,33	12,44					
	561	41		x		x											x						1,99	34,88					
	562	41		x		x							x				x						2,33	52,89					
	563	42		x		x							x				x						1,89	33,32					
	564	42		x		x																	2,45	44,11					
	565	43		x		x							x				x						1,10	76,88					
	566	43		x		x							x				x						2,16	58,51					
	567	44		x		x							x				x						1,03	74,84					
	568	44		x		x																	1,95	59,80					
	569	45		x		x							x				x						1,29	62,17					
	570	45		x		x							x				x						2,07	61,92					
	571	46		x		x																	1,43	48,32					
	572	46		x		x							x				x						2,19	51,23					
	573	47		x		x							x				x						2,01	34,41					
	574	47		x		x											x						2,27	54,76					
	575	48		x		x							x				x						1,70	38,37					
	576	48		x																			2,20	50,92					
	577	1		x									x										1,42	54,70					
	578	1															x						2,46	49,19					
	579	2		x		x							x				x						1,70	38,37					
	580	2		x									x				x						2,51	42,71					

Pavimento	Infraestrutura											Superestrutura / grade					Resultados		
	Geometria do pavimento											Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.	Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Subleito de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)	Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager	1000 mm		1600 mm		Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo								
200 MPa				300 MPa	300 MPa	500 MPa	125 kN				200 kN	(mm)	(MPa)						
581	3	x		x					x								1,35	58,51	
582	3	x		x					x								2,35	52,29	
583	4	x		x					x								1,30	54,87	
584	4	x		x					x								2,47	43,63	
585	5	x		x					x								1,32	60,29	
586	5	x		x					x								1,98	65,71	
587	6	x		x					x								1,55	43,40	
588	6	x		x					x								2,64	39,93	
589	7	x		x					x								1,86	38,16	
590	7	x		x					x								2,19	57,44	
591	8	x		x					x								1,30	54,87	
592	8	x		x					x								2,06	55,58	
593	9	x		x					x								2,03	33,96	
594	9	x		x					x								2,03	63,56	
595	10	x		x					x								1,21	60,38	
596	10	x		x					x								2,23	50,00	
597	11	x		x					x								2,15	31,46	
598	11	x		x					x								1,76	76,88	
599	12	x		x					x								1,07	71,13	
600	12	x		x					x								1,91	61,48	
601	13	x		x					x								1,76	41,08	
602	13	x		x					x								2,76	42,20	
603	14	x		x					x								1,67	39,29	
604	14	x		x					x								2,79	37,09	
605	15	x		x					x								1,53	49,52	
606	15	x		x					x								2,54	47,14	
607	16	x		x					x								1,52	44,54	
608	16	x		x					x								2,63	40,13	
609	17	x		x					x								1,38	56,82	

Pavimento	Infraestrutura											Superestrutura / grade					Resultados						
	Geometria do pavimento											Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.	Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)				
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)	Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		Bitola		Concreto		Aço		Madeira		Tipo										
Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa			Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa 10 cm	20 cm	300 MPa 10 cm	20 cm	300 MPa 25 cm	40 cm	500 MPa 25 cm	40 cm	1000 mm	1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR-57	TR-68	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)	
610	17		x				x				x						x					2,33	52,89
611	18		x				x				x						x					1,38	50,67
612	18		x				x										x					1,97	58,99
613	19		x				x										x					1,31	60,90
614	19		x				x										x					2,29	54,12
615	20		x				x										x					1,17	63,15
616	20		x				x										x					2,14	52,83
617	21		x				x										x					1,25	64,83
618	21		x				x										x					2,01	64,40
619	22		x				x										x					1,24	58,44
620	22		x				x										x					2,25	49,41
621	23		x				x										x					1,35	58,51
622	23		x				x										x					2,16	58,51
623	24		x				x										x					1,15	64,61
624	24		x				x										x					2,00	57,82
625	1		x				x										x					2,03	33,96
626	1		x				x										x					2,32	53,19
627	2		x				x										x					1,88	33,55
628	2		x				x										x					1,94	60,21
629	3		x				x										x					1,62	45,88
630	3		x				x										x					2,55	46,89
631	4		x				x										x					1,56	43,03
632	4		x				x										x					2,64	39,93
633	5		x				x										x					1,50	50,84
634	5		x				x										x					3,88	26,79
635	6		x				x										x					1,72	37,78
636	6		x				x										x					2,78	37,27
637	7		x				x										x					2,57	24,80
638	7		x				x										x					5,47	16,95

Pavimento	Infraestrutura										Superestrutura / grade					Resultados	
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)		Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)		Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.	Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (U)		
Geometria do pavimento		200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo	125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)		
Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm								
639	8	x		x				x				x	x		1,23	59,07	
640	8	x		x				x					x	x	1,75	69,08	
641	9	x		x				x				x		x	1,67	44,06	
642	9	x		x				x						x	2,69	43,67	
643	10	x		x				x				x	x	x	1,19	61,73	
644	10	x		x				x						x	2,45	44,11	
645	11	x		x				x				x	x	x	1,48	51,76	
646	11	x		x				x				x	x		1,23	123,96	
647	12	x		x				x				x	x	x	1,49	45,74	
648	12	x		x				x				x		x	2,14	52,83	
649	13	x		x				x	x			x	x	x	1,60	46,65	
650	13	x		x				x	x			x		x	2,12	59,99	
651	14	x		x				x	x			x	x	x	1,56	43,03	
652	14	x		x				x	x				x	x	2,69	38,94	
653	15	x		x				x	x				x	x	1,50	50,84	
654	15	x		x				x	x					x	2,71	43,24	
655	16	x		x				x	x				x	x	1,49	45,74	
656	16	x		x				x	x				x	x	2,68	39,14	
657	17	x		x				x	x					x	2,09	32,67	
658	17	x		x				x	x			x			2,70	43,45	
659	18	x		x				x	x			x	x	x	2,08	29,32	
660	18	x		x				x	x			x	x	x	2,61	40,54	
661	19	x		x				x				x		x	1,19	69,23	
662	19	x		x				x				x			1,81	74,06	
663	20	x		x				x				x	x		1,30	54,87	
664	20	x		x				x					x		1,71	71,25	
665	21	x		x				x				x		x	1,40	55,74	
666	21	x		x				x					x		2,15	58,87	
667	22	x		x				x				x	x	x	1,23	59,07	

Pavimento	Infraestrutura														Superestrutura / grade					Resultados				
	Geometria do pavimento														Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palhinha = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)					Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		Bitola		Concreto		Aço	Madeira	Tipo										
		200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm	E = 33 GPa v = 0,2	E = 205 GPa v = 0,3	E = 13 GPa v = 0,3	TR-57			TR-68										
	Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm							125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)				
668	22	x			x					x		x					x	x	2,18	51,54				
669	23	x			x					x							x	x	1,11	75,96				
670	23	x			x												x	x	1,92	68,46				
671	24	x			x					x							x	x	1,37	51,16				
672	24	x								x							x	x	2,26	49,12				
673	25	x															x	x	1,86	38,16				
674	25	x			x												x	x	3,42	31,70				
675	26				x												x	x	2,11	28,77				
676	26				x												x	x	3,47	27,73				
677	27	x			x												x	x	1,73	42,03				
678	27	x			x					x							x	x	2,72	43,03				
679	28	x			x					x							x	x	1,61	41,26				
680	28				x												x	x	2,88	35,55				
681	29				x					x							x	x	1,52	49,95				
682	29				x					x							x	x	2,58	46,17				
683	30				x					x							x	x	1,64	40,25				
684	30	x															x	x	2,71	38,56				
685	31				x					x							x	x	1,34	59,09				
686	31				x					x							x	x	2,72	43,03				
687	32				x					x							x	x	1,41	49,24				
688	32				x					x							x	x	2,16	52,18				
689	33				x					x							x	x	1,18	70,01				
690	33				x					x							x	x	2,23	56,07				
691	34				x					x							x	x	1,21	60,38				
692	34				x												x	x	1,68	72,95				
693	35				x					x							x	x	1,63	45,51				
694	35				x					x							x	x	2,75	42,40				
695	36				x					x							x	x	1,92	32,62				
696	36				x					x							x	x	2,85	36,05				

Pavimento	Infraestrutura										Superestrutura / grade						Resultados				
	Geometria do pavimento										Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)				Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega- mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e φ = 40º Critério de Drucker Prager		1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo								
		200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	TR-57	TR-68														
697	37		x				x			x				x			2,03	33,96			
698	37		x				x			x					x		2,93	38,96			
699	38		x				x			x					x		1,97	31,52			
700	38		x				x			x					x		2,67	39,33			
701	39		x				x			x					x		1,58	47,44			
702	39		x				x			x					x		2,86	40,24			
703	40		x				x								x		1,72	37,78			
704	40		x				x			x					x		2,84	36,22			
705	41		x				x								x		1,48	51,76			
706	41		x				x			x							2,78	41,79			
707	42		x				x			x					x		1,57	42,66			
708	42		x				x								x		2,64	39,93			
709	43		x				x			x					x		1,28	62,81			
710	43		x				x										2,06	62,33			
711	44		x				x			x					x		1,21	60,38			
712	44		x				x			x					x		2,09	54,52			
713	45		x				x								x		1,56	48,25			
714	45		x				x			x					x		2,59	45,93			
715	46		x				x			x					x		1,56	43,03			
716	46		x				x								x		2,58	41,17			
717	47		x				x			x					x		2,24	29,79			
718	47		x				x								x		2,24	55,74			
719	48		x				x								x		1,03	74,84			
720	48		x				x								x		2,19	51,23			
721	25		x							x					x		2,08	32,88			
722	25		x				x			x					x		2,85	40,43			
723	26		x				x								x		1,54	43,78			
724	26		x				x			x					x		2,73	38,18			
725	27		x				x			x					x		1,57	47,84			

Pavimento	Infraestrutura												Superestrutura / grade					Resultados				
	Geometria do pavimento												Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmilha = 0,5 cm (E = 1 Gpa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 Gpa, v = 0,3)					Trilho E = 210 Gpa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (u)
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)	Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)			Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager			Bitola		Concreto	Aço	Madeira	Tipo									
		200 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	1000 mm	1600 mm															
726	27	x			x			x				x					2,58	46,17				
727	28	x			x			x			x					x	1,54	43,78				
728	28	x			x			x			x					x	2,17	51,86				
729	29	x			x			x				x				x	1,80	39,87				
730	29	x			x			x				x				x	2,61	45,46				
731	30	x			x			x				x				x	1,72	37,78				
732	30	x			x			x				x				x	2,77	37,45				
733	31	x			x			x				x				x	1,33	59,68				
734	31	x			x			x				x				x	2,26	55,08				
735	32	x			x			x								x	1,38	50,67				
736	32	x			x			x								x	2,23	50,00				
737	33	x			x			x								x	1,53	49,52				
738	33	x			x			x								x	2,58	46,17				
739	34	x			x			x								x	1,58	42,30				
740	34	x			x			x								x	2,53	42,26				
741	35	x			x			x								x	1,47	52,23				
742	35	x			x			x								x	2,35	52,29				
743	36	x			x			x								x	1,44	47,87				
744	36	x			x			x								x	2,42	44,84				
745	37	x			x											x	1,50	50,84				
746	37	x			x											x	2,41	50,56				
747	38	x			x											x	1,55	43,40				
748	38	x			x											x	2,57	41,38				
749	39	x			x											x	1,55	48,67				
750	39	x			x											x	2,55	46,89				
751	40	x			x											x	1,56	43,03				
752	40	x			x											x	2,61	40,54				
753	41	x			x											x	1,55	48,67				
754	41	x			x											x	2,60	45,69				

Pavimento	Infraestrutura										Superestrutura / grade					Resultados							
	Subleito v = 0,3 Largura de 6 m Espessura de 3 m Modelo de Guimarães (2009)		Sublastro de brita graduada Largura de 6 m Modelo de Guimarães (2009)				Lastro Ombro de 30 cm v = 0,2 e $\phi = 40^\circ$ Critério de Drucker Prager		Bitola		Dormente (Modelo elástico linear): Concreto: palmita = 0,5 cm (E = 1 GPa, v = 0,3) Aço e madeira: placa = 2 cm (E = 205 GPa, v = 0,3)			Trilho E = 210 GPa v = 0,3 Elástico lin.		Carrega mento de roda	Deflexão no topo do trilho	Módulo de via (U)					
Geometria do pavimento		Areia argilosa do Espírito Santo 150 MPa	Argila de Ribeirão Preto 250 MPa	200 MPa		300 MPa		300 MPa		500 MPa		1000 mm	1600 mm	Concreto E = 33 GPa v = 0,2	Aço E = 205 GPa v = 0,3	Madeira E = 13 GPa v = 0,3	Tipo		125 kN	200 kN	(mm)	(MPa)	
				10 cm	20 cm	10 cm	20 cm	25 cm	40 cm	25 cm	40 cm												
755	42		X				X				X	X					X		X	X		1,55	43,40
756	42		X				X										X		X	X		2,63	40,13
757	43		X				X					X		X				X		X		1,20	68,46
758	43		X				X					X		X				X		X		1,85	71,93
759	44		X				X					X		X				X		X		1,04	73,88
760	44		X				X					X		X				X		X		1,81	66,05
761	45		X				X					X			X			X		X		1,60	46,65
762	45		X				X					X		X				X		X		2,55	46,89
763	46		X				X					X		X				X		X		1,40	49,71
764	46		X				X					X			X			X		X		3,31	29,53
765	47		X				X					X				X		X		X		2,27	29,26
766	47		X				X					X				X		X		X		2,22	56,41
767	48		X				X					X				X		X		X		1,11	67,74
768	48		X				X					X				X		X		X		1,99	58,20

Anexo E – Programa em Matlab para a solução do sistema matricial $[A].[X]=[C]$ definido na seção 5.1.8

```

1  % -----
2  % Programa em MATLAB para a solução do sistema matricial [A].[X]=[C]
3  % George Rangel - 23/11/2016
4  % -----
5
6  % definição das deflexões (mm):
7  d1=1.76;d2=4.92;d3=2.55;d4=5.23;d5=3.07;d6=2.46;d7=2.94;d8=5.82;d9=3.04;d10=4.38;d11
   =1.97;d12=4.05;d13=1.35;d14=2.97;d15=1.61;d16=4.72;d17=2.06;d18=4.10;d19=1.36;d20=4.
   24;
8  d21=1.80;d22=3.46;d23=2.35;d24=4.47;d25=1.73;d26=3.16;d27=1.65;d28=2.88;d29=2.73;d30
   =5.59;d31=3.79;d32=4.53;d33=2.62;d34=3.70;d35=3.76;d36=4.48;d37=1.40;d38=2.74;d39=2.
   41;
9  d40=2.83;d41=2.69;d42=5.76;d43=2.68;d44=5.61;d45=1.63;d46=3.74;d47=1.84;d48=2.70;d49
   =2.52;d50=4.03;d51=2.11;d52=3.17;d53=3.63;d54=4.34;d55=3.55;d56=4.76;d57=1.86;d58=4.
   08;
10 d59=2.23;d60=3.96;d61=1.38;d62=3.13;d63=1.42;d64=3.16;d65=2.22;d66=5.02;d67=3.03;d68
   =3.69;d69=1.70;d70=3.54;d71=1.63;d72=3.67;d73=1.72;d74=3.55;d75=1.65;d76=3.12;d77=3.
   36;
11 d78=3.61;d79=2.54;d80=2.94;d81=1.54;d82=3.62;d83=1.85;d84=3.52;d85=1.40;d86=3.02;d87
   =1.29;d88=3.07;d89=1.80;d90=4.12;d91=1.85;d92=3.91;d93=1.58;d94=3.10;d95=1.37;d96=2.
   98;
12 d97=2.91;d98=3.19;d99=2.97;d100=4.34;d101=3.01;d102=3.70;d103=2.96;d104=3.85;d105=3.
   57;d106=6.11;d107=2.91;d108=3.85;d109=1.42;d110=3.17;d111=1.55;d112=3.53;d113=3.77;
13 d114=3.91;d115=3.69;d116=4.92;d117=1.88;d118=4.20;d119=1.80;d120=3.58;d121=2.09;d122
   =4.29;d123=2.09;d124=3.56;d125=4.15;d126=5.14;d127=2.35;d128=4.40;d129=2.67;d130=3.0
   1;
14 d131=2.58;d132=3.53;d133=2.13;d134=2.54;d135=1.36;d136=2.84;d137=1.72;d138=3.76;d139
   =1.89;d140=3.78;d141=2.19;d142=2.36;d143=1.56;d144=3.15;d145=1.87;d146=3.90;d147=1.4
   5;
15 d148=3.94;d149=2.32;d150=4.53;d151=2.07;d152=4.94;d153=3.13;d154=3.85;d155=2.63;d156
   =3.54;d157=1.67;d158=3.18;d159=1.20;d160=2.81;d161=1.79;d162=3.49;d163=1.97;d164=3.4
   9;
16 d165=1.43;d166=3.03;d167=1.17;d168=3.11;d169=1.54;d170=3.27;d171=1.63;d172=3.31;d173
   =1.36;d174=4.78;d175=2.73;d176=4.78;d177=1.63;d178=3.35;d179=1.70;d180=3.62;d181=1.8
   9;
17 d182=2.33;d183=1.50;d184=3.21;d185=1.61;d186=3.17;d187=1.97;d188=3.08;d189=2.23;d190
   =2.28;d191=1.57;d192=3.15;d193=3.14;d194=6.52;d195=3.16;d196=6.55;d197=2.44;d198=5.9
   0;
18 d199=3.56;d200=7.16;d201=2.03;d202=2.79;d203=2.75;d204=3.73;d205=1.47;d206=3.23;d207
   =2.07;d208=3.46;d209=1.95;d210=5.68;d211=2.98;d212=5.00;d213=2.01;d214=3.94;d215=2.0
   0;
19 d216=4.10;d217=2.18;d218=4.72;d219=2.14;d220=3.65;d221=2.39;d222=5.00;d223=3.46;d224
   =5.27;d225=2.02;d226=7.05;d227=3.20;d228=5.36;d229=1.25;d230=2.94;d231=1.52;d232=2.4
   7;
20 d233=1.72;d234=3.53;d235=1.71;d236=3.76;d237=1.54;d238=3.59;d239=1.40;d240=3.09;d241
   =2.88;d242=4.50;d243=2.74;d244=3.30;d245=3.15;d246=6.28;d247=2.03;d248=3.74;d249=1.8
   0;
21 d250=2.99;d251=1.48;d252=3.22;d253=1.54;d254=3.39;d255=1.23;d256=3.21;d257=2.42;d258
   =3.46;d259=2.45;d260=3.09;d261=1.74;d262=3.69;d263=1.50;d264=3.41;d265=1.92;d266=3.9
   5;
22 d267=2.16;d268=3.61;d269=2.46;d270=5.07;d271=2.44;d272=4.87;d273=3.96;d274=3.45;d275
   =2.68;d276=3.04;d277=1.10;d278=2.91;d279=1.46;d280=2.83;d281=2.10;d282=4.13;d283=2.0
   9;
23 d284=3.90;d285=2.42;d286=4.62;d287=1.63;d288=4.20;d289=2.23;d290=4.47;d291=2.26;d292
   =4.27;d293=3.01;d294=5.54;d295=3.08;d296=5.91;d297=1.89;d298=4.56;d299=2.91;d300=4.0
   6;
24 d301=1.55;d302=3.18;d303=1.52;d304=3.09;d305=1.93;d306=3.73;d307=1.74;d308=4.09;d309
   =1.72;d310=3.16;d311=1.80;d312=3.41;d313=1.84;d314=3.57;d315=1.94;d316=3.46;d317=3.0
   5;
25 d318=5.59;d319=2.97;d320=5.56;d321=1.92;d322=4.52;d323=2.16;d324=4.29;d325=2.68;d326
   =4.87;d327=1.80;d328=3.80;d329=1.45;d330=2.79;d331=1.68;d332=3.16;d333=2.19;d334=2.3
   0;
26 d335=1.32;d336=3.36;d337=1.98;d338=3.62;d339=1.80;d340=3.65;d341=2.48;d342=3.88;d343
   =2.56;d344=4.15;d345=1.79;d346=3.53;d347=1.91;d348=3.82;d349=1.40;d350=3.40;d351=1.4
   5;
27 d352=4.95;d353=1.69;d354=3.75;d355=1.81;d356=3.43;d357=1.59;d358=2.83;d359=2.43;d360
   =2.77;d361=1.51;d362=3.38;d363=1.76;d364=2.59;d365=1.65;d366=3.78;d367=1.95;d368=3.9
   4;
28 d369=1.79;d370=3.00;d371=1.71;d372=4.05;d373=1.49;d374=2.57;d375=1.76;d376=2.70;d377
   =1.34;d378=3.19;d379=1.46;d380=2.67;d381=2.27;d382=2.27;d383=1.46;d384=3.30;d385=1.4
   2;

```



```

29 d386=2.47;d387=1.64;d388=2.41;d389=1.42;d390=2.05;d391=1.45;d392=2.40;d393=1.92;d394
   =2.67;d395=1.43;d396=2.13;d397=1.40;d398=2.44;d399=1.41;d400=2.52;d401=1.27;d402=1.8
30 d403=1.19;d404=2.23;d405=1.29;d406=2.05;d407=1.16;d408=2.11;d409=1.46;d410=2.54;d411
   =1.52;d412=2.57;d413=1.52;d414=2.29;d415=1.58;d416=2.51;d417=1.46;d418=2.48;d419=1.6
31 d420=2.51;d421=1.55;d422=2.54;d423=1.56;d424=2.47;d425=1.37;d426=1.96;d427=1.28;d428
   =2.04;d429=1.20;d430=2.22;d431=1.20;d432=2.00;d433=1.64;d434=2.64;d435=1.58;d436=2.4
32 d437=1.47;d438=3.17;d439=1.48;d440=2.38;d441=1.44;d442=2.10;d443=1.38;d444=2.26;d445
   =1.19;d446=1.65;d447=1.56;d448=1.84;d449=1.00;d450=1.89;d451=1.15;d452=1.86;d453=1.4
33 d454=2.32;d455=1.48;d456=2.34;d457=1.60;d458=2.42;d459=1.64;d460=2.24;d461=1.64;d462
   =2.78;d463=1.65;d464=2.77;d465=1.57;d466=2.75;d467=1.69;d468=2.80;d469=1.54;d470=2.1
34 d471=1.64;d472=2.78;d473=1.47;d474=2.35;d475=1.12;d476=2.44;d477=1.44;d478=2.38;d479
   =1.43;d480=2.32;d481=1.61;d482=2.46;d483=1.64;d484=2.61;d485=1.58;d486=2.32;d487=1.4
35 d488=2.61;d489=1.59;d490=2.62;d491=1.95;d492=2.52;d493=1.53;d494=2.46;d495=1.48;d496
   =2.42;d497=1.28;d498=2.20;d499=1.31;d500=2.17;d501=1.18;d502=2.02;d503=1.23;d504=3.9
36 d505=1.86;d506=2.75;d507=1.89;d508=2.99;d509=1.60;d510=2.55;d511=1.69;d512=4.74;d513
   =1.41;d514=2.82;d515=1.65;d516=2.72;d517=1.46;d518=2.23;d519=1.46;d520=2.34;d521=1.3
37 d522=2.53;d523=1.53;d524=2.12;d525=2.20;d526=2.25;d527=1.57;d528=2.28;d529=1.73;d530
   =2.77;d531=1.85;d532=2.93;d533=1.97;d534=2.00;d535=1.90;d536=3.00;d537=1.83;d538=3.0
38 d539=1.82;d540=2.70;d541=1.31;d542=3.88;d543=1.23;d544=1.94;d545=1.52;d546=2.36;d547
   =1.36;d548=2.09;d549=1.45;d550=2.33;d551=1.49;d552=2.35;d553=1.57;d554=2.38;d555=1.5
39 d556=2.53;d557=1.74;d558=3.24;d559=2.20;d560=6.33;d561=1.99;d562=2.33;d563=1.89;d564
   =2.45;d565=1.10;d566=2.16;d567=1.03;d568=1.95;d569=1.29;d570=2.07;d571=1.43;d572=2.1
40 d573=2.01;d574=2.27;d575=1.70;d576=2.20;d577=1.42;d578=2.46;d579=1.70;d580=2.51;d581
   =1.35;d582=2.35;d583=1.30;d584=2.47;d585=1.32;d586=1.98;d587=1.55;d588=2.64;d589=1.8
41 d590=2.19;d591=1.30;d592=2.06;d593=2.03;d594=2.03;d595=1.21;d596=2.23;d597=2.15;d598
   =1.76;d599=1.07;d600=1.91;d601=1.76;d602=2.76;d603=1.67;d604=2.79;d605=1.53;d606=2.5
42 d607=1.52;d608=2.63;d609=1.38;d610=2.33;d611=1.38;d612=1.97;d613=1.31;d614=2.29;d615
   =1.17;d616=2.14;d617=1.25;d618=2.01;d619=1.24;d620=2.25;d621=1.35;d622=2.16;d623=1.1
43 d624=2.00;d625=2.03;d626=2.32;d627=1.88;d628=1.94;d629=1.62;d630=2.55;d631=1.56;d632
   =2.64;d633=1.50;d634=3.88;d635=1.72;d636=2.78;d637=2.57;d638=3.47;d639=1.23;d640=1.7
44 d641=1.67;d642=2.69;d643=1.19;d644=2.45;d645=1.48;d646=1.23;d647=1.49;d648=2.14;d649
   =1.60;d650=2.12;d651=1.56;d652=2.69;d653=1.50;d654=2.71;d655=1.49;d656=2.68;d657=2.0
45 d658=2.70;d659=2.08;d660=2.61;d661=1.19;d662=1.81;d663=1.30;d664=1.71;d665=1.40;d666
   =2.15;d667=1.23;d668=2.18;d669=1.11;d670=1.92;d671=1.37;d672=2.26;d673=1.86;d674=3.4
46 d675=2.11;d676=3.47;d677=1.73;d678=2.72;d679=1.61;d680=2.88;d681=1.52;d682=2.58;d683
   =1.64;d684=2.71;d685=1.34;d686=2.72;d687=1.41;d688=2.16;d689=1.18;d690=2.23;d691=1.2
47 d692=1.68;d693=1.63;d694=2.75;d695=1.92;d696=2.85;d697=2.03;d698=2.93;d699=1.97;d700
   =2.67;d701=1.58;d702=2.86;d703=1.72;d704=2.84;d705=1.48;d706=2.78;d707=1.57;d708=2.6
48 d709=1.28;d710=2.06;d711=1.21;d712=2.09;d713=1.56;d714=2.59;d715=1.56;d716=2.58;d717
   =2.24;d718=2.24;d719=1.03;d720=2.19;d721=2.08;d722=2.85;d723=1.54;d724=2.73;d725=1.5
49 d726=2.58;d727=1.54;d728=2.17;d729=1.80;d730=2.61;d731=1.72;d732=2.77;d733=1.33;d734
   =2.26;d735=1.38;d736=2.23;d737=1.53;d738=2.58;d739=1.58;d740=2.53;d741=1.47;d742=2.3
50 d743=1.44;d744=2.42;d745=1.50;d746=2.41;d747=1.55;d748=2.57;d749=1.55;d750=2.55;d751
   =1.56;d752=2.61;d753=1.55;d754=2.60;d755=1.55;d756=2.63;d757=1.20;d758=1.85;d759=1.0
51 d760=1.81;d761=1.60;d762=2.55;d763=1.40;d764=3.31;d765=2.27;d766=2.22;d767=1.11;d768
   =1.99;
52
53 % Identidade binária dos tipos de pavimentos que irão ajudar a definir a sua
   geometria e propriedades

```

```

54 % 1 subleito 150 MPa
55 % 2 subleito 250 MPa
56 % 3 sublastro 10 cm e 200 MPa
57 % 4 sublastro 20 cm e 200 MPa
58 % 5 sublastro 10 cm e 300 MPa
59 % 6 sublastro 20 cm e 300 MPa
60 % 7 lastro 25 cm e 300 MPa
61 % 8 lastro 40 cm e 300 MPa
62 % 9 lastro 25 cm e 500 MPa
63 % 10 lastro 40 cm e 500 MPa
64 % 11 bitola 1000 mm
65 % 12 bitola 1600 mm
66 % 13 dormente de concreto
67 % 14 dormente de aco
68 % 15 dormente de madeira
69 % 16 trilho TR-57
70 % 17 trilho TR-68
71 pav1='10100010001010010';pav2='10100010001010010';pav3='10100010001010001';pav4='101
00010001010001';pav5='10100010001001010';pav6='10100010001001010';pav7='101000100010
01001';
72 pav8='10100010001001001';pav9='10100010001000110';pav10='10100010001000110';pav11='1
0100010001000101';pav12='10100010001000101';pav13='10100010001010010';pav14='1010001
0000110010';
73 pav15='10100010000110001';pav16='10100010000110001';pav17='10100010000101010';pav18=
'10100010000101010';pav19='10100010000101001';pav20='10100010000101001';
74 pav21='10100010000100110';pav22='10100010000100110';pav23='101000100001000101';pav24=
'10100010000100101';pav25='101000010001010010';pav26='101000010001010010';
75 pav27='101000010001010001';pav28='101000010001010001';pav29='101000010001001010';pav30=
'101000010001001010';pav31='101000010001001001';pav32='101000010001001001';
76 pav33='101000010001000110';pav34='101000010001000110';pav35='101000010001000101';pav36=
'101000010001000101';pav37='10100001000110010';pav38='10100001000110010';
77 pav39='10100001000110001';pav40='10100001000110001';pav41='10100001000101010';pav42=
'10100001000101010';pav43='10100001000101001';pav44='10100001000101001';
78 pav45='10100001000100110';pav46='10100001000100110';pav47='10100001000100101';pav48=
'10100001000100101';pav49='1010000101010010';pav50='1010000101010010';
79 pav51='1010000101010001';pav52='1010000101010001';pav53='1010000101001010';pav54=
'1010000101001010';pav55='1010000101001001';pav56='1010000101001001';
80 pav57='1010000101000110';pav58='1010000101000110';pav59='1010000101000101';pav60=
'1010000101000101';pav61='1010000100110010';pav62='1010000100110010';
81 pav63='1010000100110001';pav64='1010000100110001';pav65='1010000100101010';pav66=
'1010000100101010';pav67='1010000100101001';pav68='1010000100101001';
82 pav69='1010000100100110';pav70='1010000100100110';pav71='1010000100100101';pav72=
'1010000100100101';pav73='1010000011010010';pav74='1010000011010010';
83 pav75='1010000011010001';pav76='1010000011010001';pav77='1010000011001010';pav78=
'1010000011001010';pav79='1010000011001001';pav80='1010000011001001';
84 pav81='1010000011000110';pav82='1010000011000110';pav83='1010000011000101';pav84=
'1010000011000101';pav85='1010000010110010';pav86='1010000010110010';
85 pav87='1010000010110001';pav88='1010000010110001';pav89='1010000010101010';pav90=
'1010000010101010';pav91='1010000010101001';pav92='1010000010101001';
86 pav93='1010000010100110';pav94='1010000010100110';pav95='1010000010100101';pav96=
'1010000010100101';pav97='10010010001010010';pav98='10010010001010010';
87 pav99='10010010001010001';pav100='10010010001010001';pav101='10010010001001010';pav1
02='10010010001001010';pav103='10010010001001001';pav104='10010010001001001';
88 pav105='10010010001000110';pav106='10010010001000110';pav107='10010010001000101';pav
108='10010010001000101';pav109='1001001000110010';pav110='10010010000110010';
89 pav111='10010010000110001';pav112='10010010000110001';pav113='10010010000101010';pav
114='10010010000101010';pav115='10010010000101001';pav116='10010010000101001';
90 pav117='10010010000100110';pav118='10010010000100110';pav119='10010010000100101';pav
120='10010010000100101';pav121='10010001001010010';pav122='10010001001010010';
91 pav123='10010001001010001';pav124='10010001001010001';pav125='10010001001001010';pav
126='10010001001001010';pav127='10010001001001001';pav128='10010001001001001';
92 pav129='10010001001000110';pav130='10010001001000110';pav131='10010001001000101';pav
132='10010001001000101';pav133='10010001000110010';pav134='10010001000110010';
93 pav135='10010001000110001';pav136='10010001000110001';pav137='10010001000101010';pav
138='10010001000101010';pav139='10010001000101001';pav140='10010001000101001';
94 pav141='10010001000100110';pav142='10010001000100110';pav143='100100010001000101';pav
144='100100010001000101';pav145='10010000101010010';pav146='10010000101010010';
95 pav147='10010000101010001';pav148='10010000101010001';pav149='10010000101001010';pav
150='10010000101001010';pav151='10010000101001001';pav152='10010000101001001';
96 pav153='10010000101000110';pav154='10010000101000110';pav155='10010000101000101';pav
156='10010000101000101';pav157='10010000100110010';pav158='10010000100110010';

```


97 pav159='10010000100110001';pav160='10010000100110001';pav161='10010000100101010';pav
 162='10010000100101010';pav163='10010000100101001';pav164='10010000100101001';
 98 pav165='10010000100100110';pav166='10010000100100110';pav167='10010000100100101';pav
 168='10010000100100101';pav169='1001000010010010';pav170='1001000010010010';
 99 pav171='1001000010010001';pav172='1001000010010001';pav173='10010000100101010';pav
 174='10010000100101010';pav175='100100001001001';pav176='100100001001001';
 100 pav177='10010000100100110';pav178='10010000100100110';pav179='10010000100100101';pav
 180='10010000100100101';pav181='1001000010010010';pav182='1001000010010010';
 101 pav183='1001000010010001';pav184='1001000010010001';pav185='10010000100101010';pav
 186='10010000100101010';pav187='100100001001001';pav188='100100001001001';
 102 pav189='10010000100100110';pav190='10010000100100110';pav191='10010000100100101';pav
 192='10010000100100101';pav193='10010100001001010';pav194='10010100001001010';
 103 pav195='10001010001010001';pav196='10001010001010001';pav197='10001010001001010';pav
 198='10001010001001010';pav199='10001010001001001';pav200='10001010001001001';
 104 pav201='10001010001000110';pav202='10001010001000110';pav203='10001010001000101';pav
 204='10001010001000101';pav205='100010100010010';pav206='100010100010010';
 105 pav207='10001010001000110';pav208='10001010001000110';pav209='10001010001001010';pav
 210='10001010001001010';pav211='1000101000100101';pav212='1000101000100101';
 106 pav213='1000101000100110';pav214='1000101000100110';pav215='1000101000100101';pav
 216='1000101000100101';pav217='10001010001001010';pav218='10001010001001010';
 107 pav219='10001001001010001';pav220='10001001001010001';pav221='10001001001001010';pav
 222='10001001001001010';pav223='10001001001001001';pav224='1000100100100101';
 108 pav225='10001001001000110';pav226='10001001001000110';pav227='10001001001000101';pav
 228='10001001001000101';pav229='1000100100010010';pav230='1000100100010010';
 109 pav231='10001001000110001';pav232='10001001000110001';pav233='10001001000101010';pav
 234='10001001000101010';pav235='10001001000101001';pav236='10001001000101001';
 110 pav237='10001001000100110';pav238='10001001000100110';pav239='10001001000100101';pav
 240='10001001000100101';pav241='10001001001010010';pav242='10001001001010010';
 111 pav243='10001001001010001';pav244='10001000101010001';pav245='100010001010001010';pav
 246='100010001010001010';pav247='100010001010001';pav248='10001000101000101';
 112 pav249='10001000101000110';pav250='10001000101000110';pav251='10001000101000101';pav
 252='10001000101000101';pav253='1000100010010010';pav254='1000100010010010';
 113 pav255='10001000100110001';pav256='10001000100110001';pav257='10001000100101010';pav
 258='10001000100101010';pav259='10001000100101001';pav260='1000100010010101';
 114 pav261='10001000100100110';pav262='10001000100100110';pav263='10001000100100101';pav
 264='10001000100100101';pav265='1000100001010010';pav266='1000100001010010';
 115 pav267='1000100001010001';pav268='1000100001010001';pav269='10001000010010101';pav
 270='10001000010010101';pav271='1000100001001001';pav272='1000100001001001';
 116 pav273='1000100001000110';pav274='1000100001000110';pav275='1000100001000101';pav
 276='1000100001000101';pav277='10001000010110010';pav278='10001000010110010';
 117 pav279='10001000010110001';pav280='10001000010110001';pav281='10001000010101010';pav
 282='10001000010101010';pav283='10001000010101001';pav284='10001000010101001';
 118 pav285='10001000010100110';pav286='10001000010100110';pav287='10001000010100101';pav
 288='10001000010100101';pav289='10000110001010010';pav290='10000110001010010';
 119 pav291='10000110001010001';pav292='10000110001010001';pav293='100001100010001010';pav
 294='10000110001001010';pav295='10000110001001001';pav296='10000110001001001';
 120 pav297='10000110001000110';pav298='10000110001000110';pav299='10000110001000101';pav
 300='10000110001000101';pav301='1000011000010010';pav302='1000011000010010';
 121 pav303='10000110000110001';pav304='10000110000110001';pav305='10000110000101010';pav
 306='10000110000101010';pav307='10000110000101001';pav308='10000110000101001';
 122 pav309='10000110000100110';pav310='10000110000100110';pav311='10000110000100101';pav
 312='10000110000100101';pav313='10000101001010010';pav314='10000101001010010';
 123 pav315='10000101001010001';pav316='10000101001010001';pav317='10000101001001010';pav
 318='10000101001001010';pav319='10000101001001001';pav320='10000101001001001';
 124 pav321='10000101001000110';pav322='10000101001000110';pav323='10000101001000001';pav
 324='10000101001000101';pav325='1000010100010010';pav326='1000010100010010';
 125 pav327='10000101000110001';pav328='10000101000110001';pav329='10000101000101010';pav
 330='10000101000101010';pav331='10000101000101001';pav332='10000101000101001';
 126 pav333='10000101000100110';pav334='10000101000100110';pav335='10000101000100101';pav
 336='10000101000100101';pav337='10000100101010010';pav338='10000100101010010';
 127 pav339='10000100101010001';pav340='10000100101010001';pav341='10000100101001010';pav
 342='10000100101001010';pav343='10000100101001001';pav344='10000100101001001';
 128 pav345='10000100101000110';pav346='10000100101000110';pav347='10000100101000101';pav
 348='10000100101000101';pav349='1000010010100110010';pav350='1000010010100110010';
 129 pav351='10000100100110001';pav352='10000100100110001';pav353='10000100100101010';pav
 354='10000100100101010';pav355='10000100100101001';pav356='10000100100101001';
 130 pav357='10000100100100110';pav358='10000100100100110';pav359='10000100100100101';pav
 360='10000100100100101';pav361='1000010001010010';pav362='1000010001010010';
 131 pav363='1000010001010001';pav364='1000010001010001';pav365='10000100010010101';pav
 366='10000100010010101';pav367='1000010001001001';pav368='1000010001001001';
 132 pav369='1000010001000110';pav370='1000010001000110';pav371='1000010001000101';pav

372='10000100011000101';pav373='10000100010110010';pav374='10000100010110010';
 133 pav375='10000100010110001';pav376='10000100010110001';pav377='10000100010101010';pav
 378='10000100010101010';pav379='10000100010101001';pav380='10000100010101001';
 134 pav381='10000100010100110';pav382='10000100010100110';pav383='10000100010100101';pav
 384='10000100010100101';pav385='01100010001010010';pav386='01100010001010010';
 135 pav387='01100010001010001';pav388='01100010001010001';pav389='01100010001001010';pav
 390='01100010001001010';pav391='01100010001001001';pav392='01100010001001001';
 136 pav393='01100010001000110';pav394='01100010001000110';pav395='01100010001000101';pav
 396='01100010001000101';pav397='0110001000100010';pav398='0110001000100010';
 137 pav399='0110001000110001';pav400='0110001000110001';pav401='0110001000101010';pav
 402='0110001000101010';pav403='0110001000101001';pav404='0110001000101001';
 138 pav405='0110001000100110';pav406='0110001000100110';pav407='01100010001000101';pav
 408='01100010001000101';pav409='0110001000100010';pav410='0110001000100010';
 139 pav411='01100010001010001';pav412='01100010001010001';pav413='01100010001000101';pav
 414='01100010001001010';pav415='01100010001001001';pav416='01100010001001001';
 140 pav417='01100010001000110';pav418='01100010001000110';pav419='01100010001000101';pav
 420='01100010001000101';pav421='01100010001000101';pav422='01100010001000101';
 141 pav423='01100010001000101';pav424='01100010001000101';pav425='01100010001010101';pav
 426='01100010001010101';pav427='0110001000101001';pav428='0110001000101001';
 142 pav429='01100010001000110';pav430='01100010001000110';pav431='01100010001000101';pav
 432='01100010001000101';pav433='01100010001010010';pav434='01100010001010010';
 143 pav435='01100000101010001';pav436='01100000101010001';pav437='01100000101001010';pav
 438='01100000101001010';pav439='01100000101001001';pav440='01100000101001001';
 144 pav441='01100000101000110';pav442='01100000101000110';pav443='01100000101000101';pav
 444='01100000101000101';pav445='01100000100110010';pav446='01100000100110010';
 145 pav447='01100000100110001';pav448='01100000100110001';pav449='01100000100101010';pav
 450='01100000100101010';pav451='01100000100101001';pav452='01100000100101001';
 146 pav453='01100000100100110';pav454='01100000100100110';pav455='01100000100100101';pav
 456='01100000100100101';pav457='01100000101010010';pav458='01100000101010010';
 147 pav459='01100000101010001';pav460='01100000101010001';pav461='01100000101010101';pav
 462='01100000101010101';pav463='0110000010101001';pav464='0110000010101001';
 148 pav465='01100000101000110';pav466='01100000101000110';pav467='01100000101000101';pav
 468='01100000101000101';pav469='0110000010110010';pav470='0110000010110010';
 149 pav471='0110000010110001';pav472='0110000010110001';pav473='01100000101010101';pav
 474='01100000101010101';pav475='0110000010101001';pav476='0110000010101001';
 150 pav477='0110000010100110';pav478='0110000010100110';pav479='01100000101000101';pav
 480='0110000010100101';pav481='01010010001010010';pav482='01010010001010010';
 151 pav483='01010010001010001';pav484='01010010001010001';pav485='01010010001001010';pav
 486='01010010001001010';pav487='01010010001000101';pav488='01010010001000101';
 152 pav489='01010010001000110';pav490='01010010001000110';pav491='01010010001000101';pav
 492='01010010001000101';pav493='01010010001010010';pav494='01010010001010010';
 153 pav495='01010010001000101';pav496='01010010001000101';pav497='01010010001010101';pav
 498='01010010001010101';pav499='0101001000101001';pav500='0101001000101001';
 154 pav501='0101001000100110';pav502='0101001000100110';pav503='0101001000100101';pav
 504='0101001000100101';pav505='01010010001001010';pav506='01010010010100101';
 155 pav507='01010010001010001';pav508='01010010001010001';pav509='01010010001001010';pav
 510='01010010001001010';pav511='01010010001001001';pav512='01010010001001001';
 156 pav513='01010010001000110';pav514='01010010001000110';pav515='01010010001000101';pav
 516='01010010001000101';pav517='01010010001000101';pav518='01010010001010010';
 157 pav519='01010010001000101';pav520='01010010001000101';pav521='01010010001010101';pav
 522='01010010001010101';pav523='0101001000101001';pav524='0101001000101001';
 158 pav525='01010010001000110';pav526='01010010001000110';pav527='01010010001000101';pav
 528='01010010001000101';pav529='01010000101010010';pav530='01010000101010010';
 159 pav531='01010000101010001';pav532='01010000101010001';pav533='01010000101001010';pav
 534='01010000101001010';pav535='01010000101001001';pav536='01010000101001001';
 160 pav537='01010000101000110';pav538='01010000101000110';pav539='01010000101000101';pav
 540='01010000101000101';pav541='01010000100110010';pav542='01010000100110010';
 161 pav543='01010000100110001';pav544='01010000100110001';pav545='01010000100101010';pav
 546='01010000100101010';pav547='01010000100101001';pav548='01010000100101001';
 162 pav549='01010000100100110';pav550='01010000100100110';pav551='01010000100100101';pav
 552='01010000100100101';pav553='01010000101001010';pav554='01010000101001010';
 163 pav555='01010000101000101';pav556='01010000101000101';pav557='01010000101001010';pav
 558='01010000101001010';pav559='01010000101001001';pav560='01010000101001001';
 164 pav561='01010000101000110';pav562='01010000101000110';pav563='01010000101000101';pav
 564='01010000101000101';pav565='0101000010110010';pav566='0101000010110010';
 165 pav567='0101000010110001';pav568='0101000010110001';pav569='01010000101010101';pav
 570='01010000101010101';pav571='0101000010101001';pav572='0101000010101001';
 166 pav573='0101000010100110';pav574='0101000010100110';pav575='0101000010100101';pav
 576='0101000010100101';pav577='01001010001010010';pav578='01001010001010010';
 167 pav579='01001010001010001';pav580='01001010001010001';pav581='010010100010001010';pav
 582='01001010001001010';pav583='01001010001001001';pav584='01001010001001001';

```

168 pav585='01001010001000110';pav586='01001010001000110';pav587='01001010001000101';pav
588='01001010001000101';pav589='01001010001010010';pav590='01001010001010010';
169 pav591='01001010001010001';pav592='01001010001010001';pav593='0100101000101010';pav
594='0100101000101010';pav595='0100101000101001';pav596='0100101000101001';
170 pav597='01001010001000110';pav598='01001010001000110';pav599='01001010001000101';pav
600='01001010001000101';pav601='01001001001010010';pav602='01001001001010010';
171 pav603='01001001001010001';pav604='01001001001010001';pav605='01001001001001010';pav
606='01001001001001010';pav607='01001001001001001';pav608='01001001001001001';
172 pav609='01001001001000110';pav610='01001001001000110';pav611='01001001001000101';pav
612='01001001001000101';pav613='01001001001010010';pav614='01001001001010010';
173 pav615='01001001000110001';pav616='01001001000110001';pav617='01001001000101010';pav
618='01001001000101010';pav619='01001001000101001';pav620='01001001000101001';
174 pav621='01001001000100110';pav622='01001001000100110';pav623='01001001000100101';pav
624='01001001000100101';pav625='01001001001010010';pav626='01001001001010010';
175 pav627='01001000101010001';pav628='01001000101010001';pav629='01001000101001010';pav
630='01001000101001010';pav631='01001000101001001';pav632='01001000101001001';
176 pav633='01001000101000110';pav634='01001000101000110';pav635='01001000101000101';pav
636='01001000101000101';pav637='01001000100110010';pav638='01001000100110010';
177 pav639='01001000100110001';pav640='01001000100110001';pav641='01001000100101010';pav
642='01001000100101010';pav643='01001000100101001';pav644='01001000100101001';
178 pav645='01001000100100110';pav646='01001000100100110';pav647='01001000100100101';pav
648='01001000100100101';pav649='01001000101001010';pav650='01001000101001010';
179 pav651='01001000011010001';pav652='01001000011010001';pav653='01001000011001010';pav
654='01001000011001010';pav655='01001000011001001';pav656='01001000011001001';
180 pav657='01001000011000110';pav658='01001000011000110';pav659='01001000011000101';pav
660='01001000011000101';pav661='01001000010110010';pav662='01001000010110010';
181 pav663='01001000010110001';pav664='01001000010110001';pav665='01001000010101010';pav
666='01001000010101010';pav667='01001000010101001';pav668='01001000010101001';
182 pav669='01001000010100110';pav670='01001000010100110';pav671='01001000010100101';pav
672='01001000010100101';pav673='01000110001010010';pav674='01000110001010010';
183 pav675='01000110001010001';pav676='01000110001010001';pav677='01000110001001010';pav
678='01000110001001010';pav679='01000110001001001';pav680='01000110001001001';
184 pav681='01000110001000110';pav682='01000110001000110';pav683='01000110001000101';pav
684='01000110001000101';pav685='01000110001010010';pav686='01000110001010010';
185 pav687='01000110001010001';pav688='01000110001010001';pav689='01000110001010101';pav
690='01000110001010101';pav691='01000110001010001';pav692='01000110001010001';
186 pav693='01000110001000110';pav694='01000110001000110';pav695='01000110001000101';pav
696='01000110001000101';pav697='01000101001010010';pav698='01000101001010010';
187 pav699='01000101001010001';pav700='01000101001010001';pav701='01000101001001010';pav
702='01000101001001010';pav703='01000101001001001';pav704='01000101001001001';
188 pav705='01000101001000110';pav706='01000101001000110';pav707='01000101001000101';pav
708='01000101001000101';pav709='01000101000110010';pav710='01000101000110010';
189 pav711='01000101000110001';pav712='01000101000110001';pav713='01000101000101010';pav
714='01000101000101010';pav715='01000101000101001';pav716='01000101000101001';
190 pav717='01000101000100110';pav718='01000101000100110';pav719='01000101000100101';pav
720='01000101000100101';pav721='01000100101010010';pav722='01000100101010010';
191 pav723='01000100101010001';pav724='01000100101010001';pav725='01000100101001010';pav
726='01000100101001010';pav727='01000100101001001';pav728='01000100101001001';
192 pav729='01000100101000110';pav730='01000100101000110';pav731='01000100101000101';pav
732='01000100101000101';pav733='01000100101001010';pav734='01000100101001010';
193 pav735='01000100100110001';pav736='01000100100110001';pav737='01000100100101010';pav
738='01000100100101010';pav739='01000100100101001';pav740='01000100100101001';
194 pav741='01000100100100110';pav742='01000100100100110';pav743='01000100100100101';pav
744='01000100100100101';pav745='01000100011010010';pav746='01000100011010010';
195 pav747='01000100011010001';pav748='01000100011010001';pav749='01000100011001010';pav
750='01000100011001010';pav751='01000100011001001';pav752='01000100011001001';
196 pav753='01000100011000110';pav754='01000100011000110';pav755='01000100011000101';pav
756='01000100011000101';pav757='01000100010110010';pav758='01000100010110010';
197 pav759='01000100010110001';pav760='01000100010110001';pav761='01000100010101010';pav
762='01000100010101010';pav763='01000100010101001';pav764='01000100010101001';
198 pav765='01000100010100110';pav766='01000100010100110';pav767='01000100010100101';pav
768='01000100010100101';
199
200 % define os carregamentos (kN):
201 Q1 = 125;
202 Q2 = 200;
203
204 % define as propriedades dos trilhos TR-57 e TR-68:
205 Itr57 = 2730.5; %cm4
206 Itr68 = 3850.1; %cm4
207 Etr = 210; %GPa

```



```

208
209 % define as propriedades dos dormentes:
210 Imadeira = 9826; %cm4
211 Iconcreto = 22183.33; %cm4
212 Iaco = 270; %cm4
213 Emadeira = 13; %GPa
214 Econcreto = 33; %GPa
215 Eaco = 205; %GPa
216
217 % define as bitolas (m):
218 B1000 = 1;
219 B1600 = 1.6;
220
221 % propriedades do lastro:
222 Llastro25 = 0.25; %m
223 Llastro40 = 0.40; %m
224 MRlastro300 = 300; %MPa
225 MRlastro500 = 500; %MPa
226
227 % propriedades do sublastro:
228 Lsublastro10 = 0.10; %m
229 Lsublastro20 = 0.20; %m
230 MRsublastro200 = 200; %MPa
231 MRsublastro500 = 300; %MPa
232
233 % propriedades do subleito:
234 Lsubleito = 3; %m
235 MRsubleito150 = 150; %MPa
236 MRsubleito250 = 250; %MPa
237
238 %define as matrizes
239 matrixA = zeros(768,7);
240 matrixC = zeros(768,1);
241
242 % navega por 768 linhas
243 for linha = 1:768
244
245     %define a magnitude do carregamento
246     if mod(linha,2) == 1 % impar
247         cargaRoda = Q1; % 125 kN
248     else % par
249         cargaRoda = Q2; % 200 kN
250     end
251
252     % forma o texto da string de deflexao
253     StringDeflexao = sprintf('d%d',linha);
254     % forma a matriz de deflexoes (mm)
255     matrixC(linha,1) = eval(StringDeflexao);
256
257     % define qual pavimento se trata
258     StringPavimento = sprintf('pav%d',linha);
259     pavimento = eval(StringPavimento);
260
261     %determina o trilho do pavimento e define o módulo de via
262     if pavimento(16) == '1' % TR-57
263         matrixModulo(linha,1) =
264             (((cargaRoda/matrixC(linha,1)*1000000)^4)/(640*Etr*Itr57))^(1/3)/1000000;
265             %modulo em MPa
266     elseif pavimento(17) == '1' % TR-68
267         matrixModulo(linha,1) =
268             (((cargaRoda/matrixC(linha,1)*1000000)^4)/(640*Etr*Itr68))^(1/3)/1000000;
269             %modulo em MPa
270     end
271
272     % navega por 7 linhas
273     for coluna = 1:7
274
275         % analisa de acordo com a coluna da matriz A
276         switch coluna
277             case 1 % avalia o carregamento
278                 if mod(linha,2) == 1 % impar

```

```

275         matrixA(linha,coluna) = (Q1/matrixModulo(linha,1))^(1/2);
276     else % par
277         matrixA(linha,coluna) = (Q2/matrixModulo(linha,1))^(1/2);
278     end
279 case 2 % avalia o trilho
280     if pavimento(16) == '1' % TR-57
281         matrixA(linha,coluna) =
282             ((Itr57*Etr)/matrixModulo(linha,1))^(1/4);
283     elseif pavimento(17) == '1' % TR-68
284         matrixA(linha,coluna) =
285             ((Itr68*Etr)/matrixModulo(linha,1))^(1/4);
286     end
287 case 3 % avalia o dormente
288     if pavimento(13) == '1' % concreto
289         matrixA(linha,coluna) =
290             ((Iconcreto*Econcreto)/matrixModulo(linha,1))^(1/4);
291     elseif pavimento(14) == '1' % aco
292         matrixA(linha,coluna) =
293             ((Iaco*Eaco)/matrixModulo(linha,1))^(1/4);
294     elseif pavimento(15) == '1' % madeira
295         matrixA(linha,coluna) =
296             ((Imadeira*Emadeira)/matrixModulo(linha,1))^(1/4);
297     end
298 case 4 % avalia a bitola
299     if pavimento(11) == '1' % 1000 mm
300         matrixA(linha,coluna) = B1000;
301     elseif pavimento(12) == '1' % 1600 mm
302         matrixA(linha,coluna) = B1600;
303     end
304 case 5 % avalia o lastro
305     if pavimento(7) == '1' % lastro 25 cm e 300 MPa
306         matrixA(linha,coluna) =
307             (Llastro25*MRlastro300)/matrixModulo(linha,1);
308     elseif pavimento(8) == '1' % lastro 40 cm e 300 MPa
309         matrixA(linha,coluna) =
310             (Llastro40*MRlastro300)/matrixModulo(linha,1);
311     elseif pavimento(9) == '1' % lastro 25 cm e 500 MPa
312         matrixA(linha,coluna) =
313             (Llastro25*MRlastro500)/matrixModulo(linha,1);
314     elseif pavimento(10) == '1' % lastro 40 cm e 500 MPa
315         matrixA(linha,coluna) =
316             (Llastro40*MRlastro500)/matrixModulo(linha,1);
317     end
318 case 6 % avalia o sublastro
319     if pavimento(3) == '1' % sublastro 10 cm e 200 MPa
320         matrixA(linha,coluna) =
321             (Lsublastro10*MRsublastro200)/matrixModulo(linha,1);
322     elseif pavimento(4) == '1' % sublastro 20 cm e 200 MPa
323         matrixA(linha,coluna) =
324             (Lsublastro20*MRsublastro200)/matrixModulo(linha,1);
325     elseif pavimento(5) == '1' % sublastro 10 cm e 300 MPa
326         matrixA(linha,coluna) =
327             (Lsublastro10*MRsublastro500)/matrixModulo(linha,1);
328     elseif pavimento(6) == '1' % sublastro 20 cm e 300 MPa
329         matrixA(linha,coluna) =
330             (Lsublastro20*MRsublastro500)/matrixModulo(linha,1);
331     end
332 otherwise % avalia o subleito
333     if pavimento(1) == '1' % subleito 150 MPa
334         matrixA(linha,coluna) =
335             (Lsubleito*MRsubleito150)/matrixModulo(linha,1);
336     elseif pavimento(2) == '1' % subleito 250 MPa
337         matrixA(linha,coluna) =
338             (Lsubleito*MRsubleito250)/matrixModulo(linha,1);
339     end
340 end
341 end
342 end
343 % determina os coeficientes
344 matrixX = linsolve(matrixA,matrixC)

```

Anexo F – Comparação entre as deflexões obtidas por simulações em MEF vs deflexões obtidas pela equação proposta

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
200	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	300	150	10,56	7,16	7,29	0,13	1,76	5,38	1,78	24,81	3,52	3,64	50,79
196	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	150	11,89	6,55	8,86	2,31	33,34	6,96	0,41	6,30	4,63	1,92	29,32
226	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	150	12,08	7,05	6,87	0,18	2,62	4,96	2,09	29,60	3,59	3,46	49,13
560	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	200	250	12,44	6,33	8,73	2,40	37,94	6,83	0,50	7,89	4,65	1,68	26,48
115	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	150	12,72	3,89	6,61	2,72	69,99	4,71	0,82	21,09	3,55	0,34	8,86
125	200	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,20	200	150	13,09	4,15	8,52	4,37	105,23	6,61	2,46	59,40	4,69	0,54	13,10
31	125	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	200	150	13,17	3,79	6,47	2,68	70,71	4,57	0,78	20,52	3,53	0,26	6,99
35	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	150	13,22	6,39	8,38	4,60	121,78	6,48	2,70	71,46	4,63	0,85	22,51
30	125	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,10	200	150	13,22	6,59	6,53	0,06	0,84	4,63	1,96	29,70	3,58	3,01	45,61
194	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	150	13,41	6,52	8,39	1,87	28,71	6,49	0,03	0,47	4,69	1,83	28,09
296	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,20	300	150	13,63	5,82	5,91	0,45	7,64	4,46	1,45	24,54	3,53	2,38	40,29
8	200	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	200	150	13,92	5,81	8,15	2,33	39,98	6,24	0,42	7,30	4,63	1,19	20,50
44	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,10	200	150	13,95	5,81	6,29	0,48	8,31	4,39	1,42	24,42	3,55	2,26	38,98
246	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	300	150	14,10	6,28	8,18	1,90	30,32	6,28	0,00	0,03	4,69	1,59	25,29
199	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	300	150	14,32	3,56	6,18	2,62	73,55	4,28	0,72	20,12	3,52	0,04	1,03
55	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,10	200	150	14,38	3,55	8,02	4,47	125,89	6,12	2,57	72,31	4,63	1,08	30,46
106	125	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,20	200	150	14,63	6,11	6,19	0,08	1,30	4,29	1,82	29,83	3,58	2,93	41,34
320	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	300	150	14,79	5,56	7,92	2,36	42,40	6,02	0,46	8,19	4,64	0,92	16,58
223	125	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	300	150	14,88	3,46	6,06	2,60	75,23	4,16	0,70	20,25	3,53	0,07	1,94
113	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	150	14,88	3,77	7,97	4,20	111,35	6,07	2,30	60,90	4,71	0,94	24,93
198	125	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	300	150	15,32	5,90	6,03	0,13	2,22	4,13	1,77	30,02	3,58	2,32	39,29
228	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	150	15,45	5,38	7,72	2,34	49,49	5,82	0,44	8,14	4,63	0,75	13,89
53	125	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,10	200	150	15,65	3,63	5,97	2,93	64,45	4,07	0,44	12,05	3,58	0,05	1,25
42	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,10	200	150	15,82	5,76	7,71	1,95	33,91	5,81	0,05	0,89	4,71	1,05	18,23
224	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	300	150	15,89	5,85	5,58	0,58	11,02	3,95	1,32	25,08	3,55	1,74	33,07
105	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,20	200	150	16,00	3,57	7,65	4,08	114,22	5,75	2,18	60,94	4,69	1,12	31,37
4	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	200	150	16,05	5,23	5,80	0,57	10,99	3,90	1,33	25,38	3,52	1,71	32,66
210	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,10	300	150	16,12	5,68	7,63	1,95	34,38	5,73	0,05	0,89	4,71	0,97	17,11
318	125	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,20	300	150	16,47	5,59	5,82	0,23	4,20	3,92	1,67	29,83	3,59	2,00	35,75
227	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	150	16,51	3,20	7,45	4,25	132,90	5,55	2,35	75,46	4,63	1,43	44,78
294	125	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,20	300	150	16,67	5,54	5,78	0,24	4,29	3,88	1,66	30,04	3,59	1,95	35,24
195	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	150	16,79	3,16	7,38	4,22	133,48	5,48	2,32	73,29	4,63	1,47	46,50
638	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	250	16,95	5,47	5,77	0,30	5,51	3,87	1,60	29,26	3,62	1,85	33,84
212	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	150	17,04	5,00	7,34	2,34	46,78	5,44	0,44	8,74	4,65	0,35	7,02
352	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	300	150	17,27	4,95	5,63	0,68	13,65	3,72	1,23	24,77	3,55	1,40	28,21
152	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	200	150	17,32	4,94	7,27	2,33	47,18	5,37	0,43	8,68	4,64	0,30	6,17
77	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	200	150	17,35	3,36	5,66	2,30	68,49	3,76	0,40	11,89	3,59	0,23	6,87
295	200	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,20	300	150	17,37	3,08	7,26	4,18	135,62	5,35	2,27	73,86	4,63	1,55	50,47
272	125	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,10	300	150	17,65	4,87	5,54	0,67	13,77	3,64	1,23	23,28	3,53	1,34	27,44
67	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	200	150	17,76	3,03	7,19	4,16	137,15	5,28	2,25	74,38	4,65	1,62	53,51
116	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	150	17,89	4,82	5,50	0,68	14,11	3,60	1,22	25,35	3,55	1,27	26,45
176	200	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,20	200	150	18,09	4,78	7,12	2,34	48,83	5,21	0,43	9,09	4,64	0,14	2,90
211	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,10	300	150	18,15	2,98	5,45	2,47	82,98	3,55	0,57	19,16	3,54	0,86	18,90
36	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,10	200	150	18,19	4,76	7,07	2,31	48,59	5,17	0,41	8,63	4,63	0,13	2,70
99	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	150	18,24	2,97	5,42	2,45	82,64	3,52	0,55	18,60	4,63	0,86	18,71
319	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	300	150	18,24	2,97	7,08	4,11	139,38	5,18	2,21	74,34	4,64	1,67	56,17
512	125	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	200	250	18,30	4,74	5,45	0,71	11,96	3,55	1,19	25,17	3,54	1,20	25,29
103	200	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,20	200	150	18,32	2,96	7,05	4,09	138,05	5,14	2,18	75,80	4,63	1,67	56,45
16	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	150	18,40	4,72	5,41	0,69	14,62	3,51	1,21	25,68	3,54	1,18	24,96

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
126	200	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,20	200	150	18,42	5,14	7,11	1,97	36,25	5,20	0,06	1,24	4,69	0,45	8,69
7	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	200	150	18,48	2,94	5,38	2,44	82,85	3,47	0,58	18,16	3,52	0,58	19,77
107	200	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,20	200	150	18,74	2,91	6,96	4,05	139,23	5,06	2,15	79,87	4,63	1,72	59,14
299	125	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,20	300	150	18,74	2,91	5,35	2,44	89,93	3,45	0,54	18,56	3,53	0,62	21,27
270	200	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	300	150	18,76	5,07	7,05	1,98	39,01	5,15	0,08	1,49	4,70	0,37	7,33
245	125	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,10	300	150	18,91	3,15	5,39	2,24	71,25	3,49	0,34	10,87	3,59	0,44	13,85
193	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	150	18,99	3,14	6,98	3,84	122,31	5,08	1,94	61,74	4,69	1,55	49,31
66	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	150	19,01	5,02	5,40	0,38	7,47	3,49	1,53	30,42	3,60	1,42	28,20
153	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	200	150	19,07	3,13	6,98	3,85	122,92	5,08	1,95	62,15	4,69	1,56	49,97
222	125	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,10	300	150	19,11	5,00	5,36	0,36	7,25	3,46	1,54	30,79	3,59	1,41	28,28
32	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	200	150	19,44	4,53	6,83	2,30	50,71	4,93	0,40	8,72	4,63	0,10	2,23
299	125	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	150	19,73	4,48	5,20	0,72	16,01	3,30	1,18	26,45	3,53	0,95	21,31
2	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	200	150	19,52	4,92	5,29	0,37	7,51	3,29	1,53	31,15	3,58	1,34	27,22
5	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	200	150	19,57	3,07	6,97	3,80	123,64	4,96	1,89	61,68	4,69	1,62	52,64
36	125	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	150	19,74	4,48	5,20	0,72	16,01	3,30	1,18	26,45	3,53	0,95	21,31
317	200	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,20	300	150	19,74	3,05	6,86	3,81	124,82	4,95	1,90	62,46	4,70	1,65	54,01
24	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	200	150	19,79	4,47	5,20	0,73	16,35	3,30	1,17	26,20	3,54	0,93	20,77
326	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	300	150	19,79	4,87	6,87	2,00	41,02	4,97	0,10	1,97	4,72	0,15	3,12
9	125	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,10	200	150	19,82	3,04	5,25	2,21	72,56	3,34	0,30	9,99	3,58	0,54	17,78
101	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,20	200	150	20,09	3,01	6,78	3,77	125,18	4,88	1,87	61,99	4,69	1,68	55,80
299	125	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,20	300	150	20,09	3,01	5,22	2,21	73,53	3,32	0,31	10,34	3,59	0,58	19,19
128	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	200	150	20,21	4,40	6,69	2,29	52,15	4,79	0,39	8,92	4,63	0,23	5,33
203	125	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,10	300	150	20,21	2,75	5,13	2,38	88,39	3,22	0,47	17,23	3,52	0,77	28,12
174	200	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,20	200	150	20,29	4,78	6,76	1,98	41,49	4,86	0,08	1,69	4,70	0,08	1,67
243	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	150	20,30	2,74	5,12	2,38	88,90	3,22	0,48	17,48	3,53	0,79	28,76
175	200	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,20	200	150	20,40	2,73	6,67	3,94	144,44	4,77	2,04	74,76	4,64	1,91	70,01
273	125	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	150	20,54	2,96	5,17	2,21	74,68	3,27	0,31	10,42	3,59	0,63	21,38
100	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	150	20,58	4,34	6,62	2,28	52,59	4,72	0,38	8,77	4,63	0,29	6,71
218	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	300	150	20,63	4,72	5,15	0,43	9,01	3,24	1,48	31,29	3,59	1,13	24,02
324	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	300	150	20,90	4,29	6,58	2,29	53,43	4,68	0,39	9,09	4,64	0,35	8,12
43	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,10	200	150	20,91	2,68	5,05	2,37	88,60	3,15	0,47	17,63	3,55	0,87	32,29
275	200	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	150	20,91	2,91	5,09	2,18	74,95	3,19	0,28	9,59	3,58	0,67	23,18
97	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	150	21,03	4,27	6,55	2,28	55,48	4,65	0,38	8,93	4,64	0,37	8,55
292	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	300	150	21,03	4,27	6,55	2,28	55,48	4,65	0,38	8,93	4,64	0,37	8,55
20	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,10	200	150	21,23	4,24	5,01	0,77	18,07	3,10	1,14	26,79	3,54	0,70	16,47
286	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	150	21,23	4,62	6,62	2,00	43,25	4,72	0,10	2,08	4,72	0,10	2,13
241	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	150	21,30	2,88	5,06	2,18	75,61	3,16	0,28	9,57	3,59	0,71	24,54
155	200	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,20	200	150	21,44	2,63	6,49	3,86	146,61	4,58	1,95	74,29	4,64	2,01	76,24
288	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	150	21,50	4,20	5,09	0,80	15,94	3,09	1,11	26,35	3,55	0,65	15,38
298	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,20	300	150	21,60	4,56	6,53	1,97	43,16	4,63	0,07	1,45	4,69	0,13	2,93
150	125	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,20	200	150	21,80	4,53	5,00	0,47	10,34	3,10	1,43	31,65	3,59	0,94	20,79
344	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	300	150	21,85	4,15	6,43	2,28	54,91	4,53	0,38	9,08	4,64	0,49	11,78
322	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	150	21,86	4,52	5,00	0,48	10,55	3,09	1,43	31,53	3,59	0,93	20,54
242	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	150	21,99	4,50	6,46	1,96	43,66	4,56	0,06	1,40	4,69	0,19	4,28
131	125	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	200	150	22,00	2,58	4,90	2,32	90,08	3,00	0,42	16,36	3,53	0,95	36,79
290	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	150	22,19	4,47	6,44	1,97	44,00	4,43	0,06	1,45	4,69	0,22	5,01
216	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	300	150	22,20	4,10	4,89	0,79	19,26	2,99	1,11	27,13	3,54	0,56	13,57
343	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	300	150	22,23	2,56	6,37	3,81	148,78	4,47	1,91	74,48	4,64	2,08	81,20
308	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	150	22,27	4,09	4,89	0,80	19,59	2,99	1,10	26,92	3,55	0,54	13,23
3	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	200	150	22,35	2,55	6,33	3,78	148,26	4,43	1,88	73,67	4,63	2,08	81,47

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
79	125 3850.1	270	205	1	0.40	500	0.10	200	150	22.46	2.54	4.85	2.31	91.10	2.95	0.41	16.22	3.53	0.99	39.05	
300	200 3850.1	9826	13	1	0.25	300	0.20	300	150	22.49	4.06	6.32	2.26	55.70	4.42	0.36	8.85	4.63	0.57	14.15	
12	125 3850.1	9826	13	1	0.25	300	0.10	200	150	22.57	4.05	4.82	0.77	18.09	2.92	1.13	27.87	3.52	0.53	13.05	
372	200 3850.1	9826	13	1	0.40	500	0.20	300	150	22.57	4.05	6.33	2.28	56.28	4.43	0.38	9.31	4.65	0.60	14.70	
10	125 2730.5	9826	13	1	0.25	300	0.10	200	150	22.80	4.38	4.86	0.48	11.06	2.96	1.42	32.36	3.58	0.80	18.26	
29	200 2730.5	270	205	1	0.40	300	0.10	200	150	22.88	2.73	6.33	3.60	131.69	4.42	1.69	62.02	4.69	1.96	71.78	
54	125 2730.5	270	205	1	0.25	500	0.10	200	150	23.08	4.34	4.84	0.50	11.51	2.94	1.40	32.31	3.58	0.76	17.41	
504	200 3850.1	9826	13	1	0.25	300	0.20	200	250	23.18	3.97	6.26	2.29	57.58	4.35	0.38	9.67	4.66	0.69	17.46	
60	125 3850.1	9826	13	1	0.25	500	0.10	200	200	23.25	3.96	4.75	0.79	20.01	2.85	1.11	28.02	3.53	0.43	10.97	
41	200 2730.5	270	205	1	0.40	300	0.10	200	150	23.33	2.69	6.28	3.59	133.44	4.38	1.69	62.73	4.71	2.02	75.09	
148	125 3850.1	22183.33	33	1	0.25	500	0.20	200	150	23.41	3.94	6.21	0.80	20.35	2.84	0.36	9.23	4.65	0.41	10.41	
368	200 3850.1	270	205	1	0.40	500	0.20	300	150	23.41	3.94	6.21	2.27	57.50	4.30	1.10	9.23	4.65	0.71	17.90	
122	125 2730.5	22183.33	33	1	0.40	300	0.20	200	150	23.44	4.29	4.81	0.52	12.02	2.90	1.39	32.32	3.59	0.70	15.36	
325	200 2730.5	22183.33	33	1	0.40	300	0.20	300	150	23.45	2.68	6.28	3.60	134.19	4.37	1.69	63.22	4.72	2.04	76.04	
129	125 2730.5	9826	13	1	0.40	300	0.20	200	150	23.57	2.67	4.79	2.12	79.42	2.89	0.22	8.18	3.59	0.92	34.38	
259	200 3850.1	270	205	1	0.25	500	0.10	300	150	23.57	2.45	6.18	3.73	152.36	4.28	1.83	74.72	4.65	2.20	89.93	
92	125 3850.1	270	205	1	0.40	500	0.10	200	150	23.65	3.91	4.74	0.83	21.21	2.84	1.07	27.43	3.55	0.36	9.15	
271	200 3850.1	270	205	1	0.40	500	0.10	300	150	23.70	2.44	6.16	3.72	152.27	4.25	1.81	74.32	4.64	2.20	90.14	
284	125 3850.1	270	205	1	0.40	500	0.10	300	150	23.73	3.90	4.73	0.83	21.38	2.83	1.07	27.39	3.55	0.35	8.87	
359	200 3850.1	9826	13	1	0.40	500	0.20	300	150	23.83	2.43	6.16	3.73	153.35	4.25	1.82	75.08	4.66	2.23	91.73	
39	125 3850.1	22183.33	33	1	0.40	300	0.10	200	150	24.09	2.41	4.68	2.27	94.24	2.78	0.37	15.31	3.55	1.14	47.13	
118	200 2730.5	9826	13	1	0.25	300	0.20	200	150	24.11	4.20	6.17	1.97	46.95	4.27	0.07	1.66	4.71	0.51	12.14	
104	125 3850.1	270	205	1	0.25	300	0.20	200	150	24.14	3.85	4.65	0.80	20.91	2.75	1.10	28.49	3.53	0.32	8.44	
108	200 3850.1	9826	13	1	0.25	300	0.20	200	150	24.14	3.85	4.68	2.23	57.92	4.18	0.33	8.52	4.63	0.78	20.28	
33	125 2730.5	9826	13	1	0.40	300	0.10	200	150	24.17	2.62	4.72	2.10	80.13	2.82	0.20	7.53	3.58	0.96	36.80	
348	200 3850.1	9826	13	1	0.25	500	0.20	300	150	24.40	3.82	6.06	2.24	58.62	4.16	0.34	8.83	4.64	0.82	21.44	
328	125 3850.1	22183.33	33	1	0.40	300	0.20	300	150	24.57	3.80	4.64	0.84	22.21	2.74	1.06	27.84	3.55	0.25	6.49	
282	200 2730.5	270	205	1	0.40	500	0.10	300	150	24.65	4.13	6.11	1.98	48.01	4.21	0.08	1.96	4.72	0.59	14.25	
90	125 2730.5	270	205	1	0.40	500	0.10	200	150	24.73	4.12	4.69	0.57	13.87	2.79	1.33	32.29	3.61	0.51	12.36	
140	200 3850.1	270	205	1	0.40	300	0.20	200	150	24.74	3.78	6.03	2.25	58.45	4.13	0.33	9.13	4.65	0.87	23.14	
637	125 2730.5	22183.33	33	1	0.25	500	0.10	300	250	24.80	2.57	4.70	2.13	82.81	2.80	0.23	8.80	3.62	1.05	40.83	
18	200 2730.5	270	205	1	0.25	300	0.10	200	150	24.90	4.10	6.06	1.96	47.84	4.16	0.06	1.45	4.71	0.61	14.78	
23	125 3850.1	9826	13	1	0.25	300	0.10	200	150	24.92	2.35	4.59	2.24	95.31	2.69	0.34	14.37	3.54	1.19	50.71	
127	200 3850.1	270	205	1	0.40	300	0.20	200	150	24.92	2.35	5.98	3.63	154.65	4.08	1.73	73.71	4.63	2.28	97.22	
236	125 3850.1	270	205	1	0.40	300	0.10	300	150	24.92	3.76	4.60	0.84	22.31	2.70	1.06	28.28	3.55	0.21	5.66	
58	200 2730.5	9826	13	1	0.25	500	0.10	200	150	25.06	4.08	6.03	1.95	47.73	4.13	0.05	1.11	4.69	0.61	14.96	
248	125 3850.1	270	205	1	0.25	500	0.10	300	150	25.10	3.74	4.56	0.82	21.97	2.66	1.08	28.89	3.53	0.21	5.68	
204	200 3850.1	9826	13	1	0.25	300	0.10	300	150	25.18	3.73	4.04	2.21	59.28	4.04	0.31	8.29	4.63	0.90	24.10	
49	125 2730.5	22183.33	33	1	0.25	500	0.10	200	150	25.46	2.52	4.59	2.07	83.13	2.69	0.17	6.65	3.59	1.07	42.26	
50	200 2730.5	22183.33	33	1	0.25	500	0.10	200	150	25.47	4.03	5.98	1.95	48.27	4.07	0.04	1.07	4.69	0.66	16.39	
68	125 3850.1	270	205	1	0.25	500	0.10	200	150	25.64	3.68	4.53	0.85	22.97	2.62	1.06	28.71	3.55	0.13	3.65	
72	200 3850.1	9826	13	1	0.40	500	0.10	200	150	25.74	3.67	5.90	2.23	60.67	3.99	0.32	8.85	4.65	0.98	26.74	
220	125 3850.1	22183.33	33	1	0.40	500	0.10	300	150	25.92	3.65	4.48	0.83	22.78	2.58	1.07	29.34	3.53	0.12	3.35	
340	200 3850.1	22183.33	33	1	0.25	500	0.20	300	150	25.92	3.65	5.87	2.22	60.71	3.96	0.31	8.60	4.64	0.99	27.10	
341	125 2730.5	270	205	1	0.25	500	0.20	300	150	26.01	2.48	4.55	2.07	83.38	2.65	0.17	6.59	3.59	1.11	44.84	
266	200 2730.5	22183.33	33	1	0.40	500	0.10	300	150	26.16	3.95	5.90	1.95	48.46	4.00	0.05	1.30	4.70	0.75	18.96	
180	125 3850.1	9826	13	1	0.40	500	0.20	200	150	26.21	3.62	4.47	0.85	23.40	2.57	1.05	29.14	3.54	0.08	2.32	
291	200 3850.1	22183.33	33	1	0.25	300	0.20	300	150	26.25	2.26	5.82	3.56	157.53	3.92	1.66	73.37	4.64	2.38	105.09	
214	125 2730.5	9826	13	1	0.25	300	0.10	300	150	26.25	3.94	4.53	0.59	14.97	2.63	1.31	33.31	3.60	0.34	8.57	

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
269	200	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	300	150	26,29	2,46	5,89	3,43	139,35	3,99	1,53	62,03	4,70	2,24	90,99
268	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	300	150	26,31	3,61	4,46	0,85	28,43	2,55	1,06	29,26	3,53	0,08	2,09
114	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	150	26,52	3,91	5,87	1,96	50,06	3,97	0,06	1,41	4,71	0,80	20,45
197	125	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	300	150	26,58	2,44	4,48	2,04	83,59	2,58	0,14	5,64	3,58	1,14	46,81
120	200	3850,1	9826	33	1,6	0,25	300	0,20	200	150	26,60	3,58	5,79	2,21	61,81	3,89	0,31	8,68	4,65	1,07	29,92
146	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	200	150	26,61	3,90	4,49	0,59	15,03	2,58	1,32	33,74	3,59	0,31	7,98
59	200	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,10	200	150	26,72	2,23	5,76	3,53	159,28	3,86	1,63	72,98	4,63	2,40	107,69
342	125	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,20	300	150	26,79	3,88	4,47	0,59	2,57	2,57	1,31	33,70	3,59	0,29	7,42
542	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	250	26,79	3,88	5,86	1,98	51,05	3,86	0,08	2,02	4,73	0,85	21,82
634	125	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	300	250	26,79	3,88	4,48	0,60	15,58	2,58	1,30	33,44	3,60	0,28	7,25
124	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	200	150	26,80	3,56	5,76	2,20	61,68	3,85	0,29	8,25	4,64	1,08	30,20
257	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	150	26,87	2,42	4,48	2,06	83,11	2,58	0,16	6,51	3,61	1,19	49,03
285	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	150	26,87	2,42	5,84	3,42	141,32	3,94	1,52	62,73	4,72	2,30	94,98
156	125	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,20	200	150	27,00	3,54	4,39	0,85	23,88	2,48	1,06	29,85	3,53	0,01	0,30
154	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,20	200	150	27,07	3,85	5,79	1,94	50,38	3,89	0,04	0,98	4,69	0,84	21,92
112	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	150	27,11	3,53	4,38	0,86	24,38	2,49	1,04	29,50	3,55	0,02	0,45
137	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	200	150	27,11	3,53	5,72	2,19	62,06	3,82	0,29	8,17	4,63	1,10	31,30
84	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	150	27,21	3,52	4,37	0,85	24,18	2,47	1,05	29,85	3,53	0,01	0,34
559	200	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,20	200	250	27,21	2,20	5,74	3,54	160,77	3,83	1,63	74,31	4,65	2,45	111,53
221	125	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,10	300	150	27,32	2,39	4,42	2,03	84,89	2,52	0,13	5,30	3,59	1,20	50,04
82	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	150	27,36	3,82	5,76	1,94	50,82	3,86	0,04	1,03	4,70	0,88	22,95
164	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	150	27,52	3,49	4,36	0,87	24,93	2,46	1,03	29,57	3,55	0,06	1,70
676	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	300	250	27,73	3,47	5,67	2,20	63,37	3,77	0,30	8,56	4,65	1,18	33,93
366	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,20	300	150	27,74	3,78	4,40	0,62	16,40	2,50	1,28	33,92	3,60	0,18	4,81
208	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	150	27,84	3,46	5,65	2,19	63,34	3,75	0,29	8,37	4,65	1,19	34,38
316	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	150	27,84	3,46	4,32	0,86	24,80	2,42	1,04	30,17	3,53	0,07	2,12
267	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	300	150	27,88	2,16	5,64	3,48	161,21	3,74	1,58	73,15	4,64	2,48	114,82
323	125	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	300	150	27,88	2,16	5,64	2,15	99,72	2,41	0,25	11,66	3,53	1,37	63,56
138	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,20	200	150	27,94	3,76	5,71	1,95	51,93	3,81	0,05	1,34	4,71	0,95	25,36
354	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,20	300	150	28,04	3,75	4,39	0,64	16,95	2,48	1,27	33,78	3,61	0,14	3,68
46	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	150	28,14	3,74	5,69	1,95	52,03	3,78	0,04	1,17	4,71	0,97	25,93
356	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	300	150	28,16	3,43	4,31	0,88	25,68	2,41	1,02	29,77	3,55	0,12	3,59
219	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	300	150	28,23	2,14	5,60	3,46	161,45	3,69	1,55	72,57	4,63	2,49	116,51
306	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	150	28,24	3,73	4,36	0,63	16,96	2,46	1,27	34,03	3,61	0,12	3,28
264	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	300	150	28,38	3,41	4,29	0,88	25,71	2,58	1,03	30,07	3,55	0,14	4,08
312	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	300	150	28,38	3,41	4,29	0,88	25,71	2,58	1,03	30,07	3,55	0,14	4,08
149	200	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,20	200	150	28,42	2,32	5,64	3,32	143,16	3,74	1,42	61,17	4,69	2,37	102,32
34	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	150	28,55	3,70	4,31	0,61	16,54	2,41	1,29	34,86	3,58	0,12	3,13
102	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,20	200	150	28,55	3,70	5,62	1,92	51,95	3,72	0,02	0,55	4,69	0,99	26,75
262	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	300	150	28,65	3,69	4,33	0,64	17,26	2,42	1,27	34,28	3,61	0,08	2,26
51	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	200	150	28,77	2,11	5,54	3,43	162,41	3,63	1,52	72,26	4,63	2,52	119,52
675	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	300	250	28,77	2,11	4,25	2,14	101,56	2,55	0,24	11,42	3,54	1,43	67,85
336	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	150	28,95	3,36	5,55	2,19	65,10	3,65	0,29	8,49	4,66	1,30	38,65
123	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	200	150	29,13	2,09	4,21	2,12	101,27	2,50	0,21	10,27	3,53	1,44	68,87
283	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,10	300	150	29,13	2,09	5,53	3,44	164,60	3,63	1,54	73,59	4,66	2,57	122,95
381	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	300	150	29,26	2,27	4,29	2,02	89,17	2,59	0,12	5,38	3,62	1,35	59,41
765	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	300	250	29,26	2,27	5,61	3,34	146,93	3,70	1,43	65,14	4,74	2,47	108,65
659	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	250	29,32	2,08	4,21	2,13	102,64	2,31	0,23	11,19	3,55	1,47	70,49
338	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	300	150	29,39	3,62	5,55	1,93	53,24	3,65	0,03	0,69	4,70	1,08	29,78

Pavimento	Q (kN)	IT (kcm)	ID (kcm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
78	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	200	150	29,50	3,61	4,25	0,64	17,59	2,34	1,27	35,10	3,59	0,02	0,53
151	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	200	150	29,51	2,07	5,47	3,40	164,06	3,56	1,49	72,17	4,64	2,57	123,91
207	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	150	29,51	2,07	4,19	2,12	102,39	2,29	0,22	10,51	3,54	1,33	71,20
172	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	200	150	29,53	3,31	5,47	2,16	65,34	3,57	0,26	7,88	4,64	1,33	40,24
764	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,10	300	150	29,53	3,31	4,23	0,92	27,66	2,32	0,99	29,80	3,57	0,26	7,91
244	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	150	29,65	3,30	5,45	2,15	65,15	3,55	0,25	7,51	4,63	1,33	40,42
384	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	300	150	29,65	3,30	4,20	0,90	27,27	2,30	1,00	30,37	3,56	0,26	7,87
238	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	150	29,72	3,59	5,33	1,94	55,93	3,62	0,03	0,94	4,71	1,12	31,25
717	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	150	29,79	2,24	4,26	2,02	59,20	2,36	0,12	5,29	3,62	1,38	61,78
314	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	150	29,94	3,57	5,49	1,92	55,84	3,59	0,02	0,56	4,70	1,13	31,59
189	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	150	29,96	2,23	4,23	2,02	89,88	2,33	0,10	4,59	3,61	1,38	62,10
289	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	300	150	29,96	2,22	5,48	3,25	145,95	3,58	1,35	60,66	4,69	2,46	110,49
65	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	200	150	30,14	2,22	4,21	1,99	89,51	2,31	0,09	3,83	3,60	1,38	62,37
74	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	150	30,17	3,55	5,47	1,92	54,06	3,57	0,02	0,48	4,70	1,15	32,31
70	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	200	150	30,28	3,54	4,20	0,66	18,56	2,29	1,25	33,17	3,60	0,06	1,83
247	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,10	300	150	30,29	2,03	5,39	3,36	165,41	3,49	1,46	71,71	4,63	2,60	128,23
234	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,10	300	150	30,39	3,53	4,19	0,66	18,70	2,29	1,24	35,18	3,61	0,08	2,15
346	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,20	300	150	30,39	5,45	5,45	1,92	54,34	3,55	0,02	0,46	4,70	1,17	33,08
525	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	200	150	30,51	2,20	4,20	2,00	90,92	2,30	0,10	4,47	3,62	1,42	64,56
252	200	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,10	300	150	30,64	3,22	5,35	2,13	66,29	3,45	0,23	7,22	4,63	1,41	43,89
141	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	200	150	30,70	2,19	4,17	1,98	90,43	2,27	0,08	3,58	3,61	1,42	64,75
333	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	150	30,70	2,19	5,44	3,25	148,36	3,54	1,35	61,51	4,72	2,53	115,41
184	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	200	150	30,77	3,21	4,11	0,90	28,09	2,21	1,00	31,16	3,56	0,35	10,79
256	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	150	30,77	3,21	5,36	2,15	67,08	3,46	0,25	7,83	4,65	1,44	44,98
162	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	200	150	30,86	3,49	4,16	0,67	19,17	2,26	1,23	35,33	3,61	0,12	3,39
217	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	300	150	30,88	2,18	5,39	3,21	147,46	3,49	1,31	60,21	4,69	2,51	115,24
215	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	300	150	30,89	2,00	4,09	2,09	104,29	2,18	0,18	9,18	3,54	1,54	77,17
22	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	200	150	31,22	3,46	5,38	1,92	55,38	3,47	0,01	0,41	4,71	1,25	36,02
258	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	150	31,22	3,46	4,13	0,67	19,38	2,23	1,23	35,59	3,61	0,15	4,23
52	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	200	150	31,29	3,17	5,28	2,12	66,97	3,39	0,22	6,97	4,63	1,46	46,12
274	125	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	150	31,34	3,45	4,11	0,66	19,14	2,21	1,24	36,00	3,59	0,14	4,14
64	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	150	31,42	3,16	5,30	2,14	67,76	3,40	0,24	7,57	4,65	1,49	47,21
332	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,20	300	150	31,42	3,16	4,06	0,90	28,49	2,16	1,00	31,70	3,55	0,39	12,48
597	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	300	150	31,46	2,15	5,37	3,22	149,86	3,47	1,32	61,40	4,72	2,57	119,55
11	125	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,10	200	150	31,52	1,97	4,02	2,05	103,99	2,12	0,15	7,44	3,52	1,55	78,76
163	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	150	31,52	1,97	5,30	3,33	168,82	3,39	1,42	72,27	4,66	2,69	136,30
187	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,20	200	150	31,52	1,97	4,06	2,09	105,93	2,15	0,18	9,38	3,56	1,59	80,50
699	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	150	31,52	1,97	5,30	3,33	168,83	3,39	1,42	72,28	4,65	2,68	136,10
144	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	200	150	31,55	3,15	4,05	0,90	28,46	2,14	1,01	31,92	3,55	0,40	12,67
192	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	150	31,55	3,15	5,30	2,15	66,31	3,40	0,25	7,92	4,66	1,51	47,99
674	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	300	150	31,70	3,42	4,09	0,67	18,70	2,19	1,23	35,91	3,57	0,18	5,28
133	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	150	31,85	2,13	5,33	3,20	150,17	3,43	1,30	60,88	4,71	2,58	121,32
350	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	300	150	31,95	3,40	5,24	0,69	20,19	2,18	1,22	35,75	3,61	0,21	6,15
76	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	150	31,96	3,42	5,24	0,62	67,98	3,34	0,22	7,02	4,64	1,52	48,66
491	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,20	300	150	31,96	1,95	4,01	2,06	105,71	2,11	0,16	8,17	3,54	1,59	81,51
254	200	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,20	200	150	31,96	1,95	5,25	3,30	169,10	3,35	1,40	71,56	4,64	2,69	138,11
168	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	150	32,08	3,39	4,07	0,68	20,08	2,17	1,22	36,03	3,61	0,22	6,40
315	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	200	150	32,09	3,11	5,25	2,14	66,66	3,34	0,23	7,51	4,66	1,55	49,69
125	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	150	32,18	1,94	3,99	2,05	105,59	2,09	0,15	7,54	3,53	1,59	82,12

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão da simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
362	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	300	150	32,21	3,38	5,29	1,91	56,53	3,39	0,01	0,25	4,70	1,32	39,19
240	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	150	32,37	3,09	3,99	0,90	28,06	2,09	1,00	32,50	3,55	0,46	14,80
260	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	150	32,37	3,09	5,22	2,13	66,90	3,32	0,23	7,34	4,65	1,96	50,99
304	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	300	150	32,37	3,09	3,99	0,90	29,14	2,09	1,00	32,41	3,55	0,46	14,87
281	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,10	300	150	32,46	2,10	5,28	3,18	151,47	3,38	1,28	60,90	4,72	2,62	124,69
188	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,20	200	150	32,51	3,08	3,99	0,91	29,51	2,09	0,99	32,24	3,56	0,48	15,45
178	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,20	200	150	32,59	3,35	5,25	1,90	56,78	3,35	0,00	0,00	4,70	1,35	40,31
695	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	300	250	32,62	2,09	3,99	2,07	107,72	2,09	0,17	8,65	3,56	1,64	85,49
88	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	150	32,65	3,07	5,20	2,13	69,41	3,30	0,23	7,45	4,66	1,59	51,74
121	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	200	150	32,67	2,09	4,01	1,92	91,98	2,11	0,02	0,98	3,59	1,50	71,69
657	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	250	32,67	2,09	5,26	3,17	151,58	3,36	1,27	60,58	4,71	2,62	125,39
347	125	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,20	300	150	32,85	2,08	3,94	2,03	106,45	2,04	0,13	6,87	3,53	1,62	84,99
721	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	300	250	32,88	2,08	3,24	3,16	151,90	3,34	1,26	60,46	4,71	2,63	126,46
276	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	150	33,08	3,04	3,93	0,89	29,24	2,03	1,01	33,33	3,53	0,49	16,25
535	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	200	250	33,08	1,90	5,16	3,26	171,34	3,25	1,35	71,23	4,65	2,75	144,59
17	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,10	200	150	33,31	2,06	3,98	1,92	99,25	2,08	0,02	0,92	3,60	1,54	74,77
139	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,20	200	150	33,32	1,89	5,14	3,25	172,00	3,24	1,35	71,37	4,65	2,76	146,28
507	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	200	250	33,32	1,89	3,92	2,03	107,57	2,02	0,13	6,93	3,54	1,65	87,39
563	200	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,20	200	250	33,32	1,89	5,14	3,25	172,16	3,24	1,35	71,52	4,65	2,76	146,23
627	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	250	33,55	1,88	3,91	2,03	107,77	2,00	0,12	6,59	3,54	1,66	86,31
170	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	200	150	33,66	3,27	5,16	1,89	57,88	3,26	0,01	0,28	4,70	1,43	43,76
536	125	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	200	250	33,67	3,00	3,90	0,90	30,00	2,00	1,00	33,40	3,54	0,54	18,05
508	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	200	250	33,82	2,99	5,09	2,10	70,38	3,19	0,20	6,77	4,65	1,66	55,43
201	125	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,10	300	150	33,96	2,03	3,92	1,89	99,17	2,02	0,01	0,53	3,58	1,55	76,46
593	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,10	300	250	33,96	2,03	5,16	3,13	154,05	3,26	1,23	60,35	4,72	2,69	132,52
625	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	250	33,96	2,03	3,94	1,91	94,15	2,04	0,01	0,45	3,60	1,57	77,30
697	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	250	33,96	2,03	5,15	3,12	153,64	3,25	1,22	59,94	4,71	2,68	132,02
96	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	150	33,97	2,98	3,89	0,91	30,53	1,99	0,99	33,30	3,55	0,57	19,20
558	200	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,20	200	250	34,07	3,24	5,14	1,90	58,73	3,24	0,00	0,02	4,71	1,47	45,45
225	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	150	34,19	2,02	3,91	1,89	99,66	2,01	0,01	0,51	3,59	1,57	77,53
206	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	150	34,22	3,23	5,12	1,89	58,61	3,22	0,01	0,28	4,71	1,48	45,77
75	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	150	34,28	1,85	3,85	2,00	108,17	1,95	0,10	5,35	3,53	1,68	90,95
83	200	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	150	34,28	1,85	5,05	3,20	172,79	3,14	1,29	69,97	4,64	2,79	150,69
91	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,10	200	150	34,28	1,85	3,87	2,02	109,22	1,97	0,12	6,41	3,55	1,70	92,00
531	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	200	250	34,28	1,85	3,91	1,89	99,66	2,01	0,00	0,07	3,60	1,59	79,22
213	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	300	150	34,41	2,01	3,91	1,90	94,70	2,01	0,00	0,07	3,60	1,59	79,22
573	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	250	34,41	2,01	5,14	3,13	155,51	3,23	1,22	60,88	4,73	2,72	135,46
47	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	150	34,53	1,86	3,85	2,01	109,11	1,95	0,11	5,74	3,55	1,71	92,69
80	200	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,10	200	150	34,59	2,94	5,02	2,08	70,81	3,12	0,18	6,12	4,64	1,70	57,74
532	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	250	34,75	2,93	3,83	0,90	30,84	1,99	1,00	34,08	3,54	0,61	20,89
98	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	150	34,79	3,19	3,90	0,71	22,20	2,00	1,19	37,43	3,61	0,42	13,13
158	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	150	34,79	3,19	5,10	1,91	59,76	3,19	0,00	0,13	4,72	1,53	48,09
378	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,20	300	150	34,88	1,99	3,88	1,90	99,66	1,99	0,00	0,08	3,61	1,62	81,25
561	125	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,20	200	250	34,88	1,99	5,07	1,89	59,54	3,17	0,01	0,28	4,71	1,53	48,24
302	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	150	34,93	3,18	3,82	2,00	109,66	1,91	0,09	5,15	3,54	1,72	94,60
539	125	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,20	200	250	35,03	1,82	3,82	2,00	109,66	1,91	0,09	5,15	3,54	1,72	94,60
110	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	150	35,08	3,17	5,06	1,89	59,55	3,16	0,01	0,45	4,71	1,54	48,99
186	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,20	200	150	35,08	3,17	3,89	0,72	22,62	1,99	1,18	37,38	3,61	0,44	14,03
438	200	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,10	200	250	35,08	3,17	5,05	1,88	59,35	3,15	0,02	0,65	4,70	1,53	48,34

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
337	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	300	150	35,11	1,98	3,86	1,88	95,09	1,56	0,02	0,97	3,59	1,61	81,44
26	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	200	150	35,23	3,16	5,03	1,87	59,06	3,12	0,04	1,13	4,69	1,53	48,43
310	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	300	150	35,23	3,16	3,87	0,71	22,48	1,97	1,19	37,71	3,61	0,45	14,18
355	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	300	150	35,29	1,81	4,99	3,18	175,65	3,09	1,28	70,56	4,66	2,85	157,40
533	125	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,10	200	250	35,35	2,88	3,86	1,89	93,82	1,86	0,01	0,73	3,60	1,63	82,76
28	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	200	150	35,55	2,88	4,94	2,06	71,57	3,04	0,16	5,52	4,63	1,75	60,61
119	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	200	150	35,55	1,80	3,79	1,99	110,36	1,88	0,08	4,69	3,55	1,75	96,96
311	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	300	150	35,55	1,80	4,96	3,16	175,83	3,06	1,26	70,16	4,65	2,85	158,60
327	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	300	150	35,55	1,80	3,80	2,00	110,86	1,89	0,09	5,19	3,55	1,75	97,41
339	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	300	150	35,55	1,80	4,95	3,15	175,00	3,05	1,25	69,33	4,64	2,84	157,74
680	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,20	300	250	35,55	2,88	3,78	0,90	31,40	1,88	1,00	34,65	3,54	0,66	22,95
62	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	150	35,68	3,13	5,01	1,88	60,15	3,11	0,02	0,61	4,71	1,58	50,50
209	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,10	300	150	35,83	1,95	3,83	1,88	96,34	1,99	0,02	1,20	3,60	1,65	84,73
696	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	300	250	36,05	2,85	4,94	2,09	73,39	3,04	0,19	6,65	4,67	1,82	63,75
94	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	200	150	36,14	3,10	3,82	0,72	23,25	1,92	1,18	38,11	3,61	0,51	16,49
136	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	200	150	36,22	2,84	4,92	2,08	73,10	3,01	0,17	6,13	4,66	1,82	63,92
704	125	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	300	250	36,22	2,84	3,75	0,91	32,03	1,85	0,99	34,94	3,54	0,70	24,82
538	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,20	200	250	36,30	3,09	4,96	1,87	60,66	3,06	0,03	0,89	4,71	1,62	52,31
305	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	150	36,33	1,93	3,81	1,88	97,22	1,90	0,03	1,33	3,61	1,68	86,93
40	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	200	150	36,39	2,83	4,90	2,07	73,13	3,00	0,17	5,92	4,65	1,82	64,36
280	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	300	150	36,39	2,83	3,75	0,92	32,46	1,85	0,98	34,75	3,55	0,72	25,60
265	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	300	150	36,58	1,92	4,94	3,02	157,07	3,03	1,11	58,00	4,70	2,78	144,74
321	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,20	300	150	36,58	1,92	3,78	1,86	96,69	1,87	0,05	2,38	3,59	1,67	87,07
393	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,10	200	250	36,58	1,92	4,94	3,02	157,03	3,03	1,11	57,97	4,70	2,78	144,70
363	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	300	150	36,64	1,76	3,72	1,96	111,42	1,82	0,06	3,35	3,54	1,78	101,14
375	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	300	150	36,64	1,76	4,50	3,14	178,29	3,00	1,24	70,22	4,67	2,91	165,10
160	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	150	36,74	2,81	3,72	0,91	32,53	1,82	0,99	35,15	3,55	0,74	26,33
468	200	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	250	36,92	2,80	4,86	2,06	78,66	2,66	0,16	5,73	4,65	1,85	66,07
604	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	300	250	37,09	2,79	3,70	0,91	32,45	1,79	1,00	35,72	3,54	0,75	26,88
307	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	150	37,20	1,74	4,85	3,11	178,50	2,94	1,20	69,19	4,65	2,91	167,51
166	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	200	150	37,26	3,03	3,76	0,73	23,94	1,85	1,18	38,84	3,61	0,58	19,09
375	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	150	37,27	2,78	4,86	2,08	77,75	2,96	0,18	6,33	4,67	1,89	68,00
472	200	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,10	300	250	37,27	2,78	3,69	0,91	32,58	1,78	1,00	35,84	3,54	0,76	27,33
636	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	250	37,27	2,78	4,86	2,08	77,75	2,96	0,18	6,33	4,67	1,89	68,00
181	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	200	150	37,36	1,89	4,90	3,01	159,40	3,00	1,11	56,76	4,72	2,83	149,78
297	125	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,20	300	150	37,36	1,89	3,73	1,84	97,31	1,83	0,06	3,32	3,59	1,70	89,83
86	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	150	37,42	3,02	4,89	1,87	61,05	2,99	0,03	0,93	4,72	1,70	56,20
360	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	300	150	37,45	2,77	3,69	0,92	33,18	1,79	0,98	35,49	3,55	0,78	28,28
464	200	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,10	200	250	37,45	2,77	4,82	2,05	78,18	2,92	0,15	5,52	4,65	1,88	67,87
732	125	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,20	300	250	37,45	2,77	3,68	0,91	33,93	1,78	0,99	35,74	3,55	0,78	27,99
130	200	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,20	200	150	37,59	3,01	4,86	1,85	61,42	2,96	0,05	1,77	4,69	1,68	55,93
117	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	200	150	37,62	1,88	3,73	1,85	98,46	1,83	0,05	2,72	3,60	1,72	91,71
370	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,20	300	150	37,76	3,00	4,86	1,86	61,95	2,96	0,04	1,45	4,70	1,70	56,80
635	125	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,10	300	250	37,78	1,72	3,66	1,94	112,70	1,76	0,04	2,12	3,54	1,82	105,80
703	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	300	250	37,78	1,72	4,80	3,08	179,24	2,90	1,18	68,66	4,65	2,93	170,38
731	125	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,20	300	250	37,78	1,72	3,66	1,94	113,05	1,76	0,04	2,46	3,55	1,83	106,13
145	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	200	150	37,89	1,87	4,84	2,97	158,76	2,94	1,07	57,05	4,69	2,82	151,04
250	125	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	300	150	37,93	2,99	3,70	0,71	23,65	1,80	1,19	39,96	3,59	0,60	19,95
235	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,10	300	150	38,07	1,71	4,78	3,07	179,78	2,88	1,17	68,55	4,65	2,94	172,10
371	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,20	300	150	38,07	1,71	3,64	1,93	113,01	1,74	0,03	1,78	3,54	1,83	106,99

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão da simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	
57	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	200	150	38,16	1,86	4,82	2,96	158,93	2,91	1,05	56,67	4,69	2,83	152,17	
505	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	200	250	38,16	1,86	3,70	1,84	98,89	1,80	0,06	3,37	3,60	1,74	93,58	
589	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	250	38,16	1,86	4,85	2,99	160,99	2,94	1,08	58,33	4,72	2,86	153,80	
673	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	300	250	38,16	1,86	3,70	1,84	98,89	1,80	0,06	3,37	3,60	1,74	93,57	
724	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	300	250	38,18	2,73	4,78	2,05	79,96	2,87	0,14	5,28	4,65	1,92	70,39	
14	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	150	38,27	2,97	3,65	0,72	24,36	1,79	1,18	39,69	3,60	0,63	21,44	
179	200	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,20	200	150	38,37	1,70	4,75	3,05	179,60	2,85	1,15	67,72	4,64	2,94	173,03	
516	125	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	200	250	38,37	2,72	3,63	0,91	1,73	38,37	1,73	0,99	36,52	3,54	0,82	30,19
575	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	250	38,37	1,70	4,79	3,09	181,84	2,88	1,18	69,65	4,67	2,97	174,93	
579	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	250	38,37	1,70	3,62	1,92	113,12	1,72	0,02	1,24	3,54	1,84	108,00	
684	200	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,20	300	250	38,56	2,71	4,75	2,04	75,14	2,84	0,13	4,95	4,65	1,94	71,47	
467	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	250	38,67	1,69	3,62	1,93	113,97	1,71	0,02	1,42	3,54	1,85	109,72	
511	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,20	200	250	38,67	1,69	4,74	3,05	180,39	2,84	1,15	67,85	4,65	2,96	174,96	
313	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	150	38,72	1,84	3,66	1,82	99,00	1,76	0,08	4,37	3,59	1,75	95,22	
48	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	150	38,75	2,70	4,74	2,04	75,46	2,84	0,14	5,01	4,65	1,95	72,26	
376	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	300	150	38,75	2,70	3,63	0,93	34,36	1,73	0,97	36,09	3,56	0,86	31,86	
540	200	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,20	200	250	38,75	2,70	4,73	2,03	75,34	2,83	0,13	4,89	4,65	1,95	72,13	
230	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	300	150	38,79	2,94	3,67	0,73	24,91	1,77	1,17	39,79	3,61	0,67	22,67	
652	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	300	250	38,94	2,69	4,73	2,04	75,71	2,82	0,13	5,00	4,65	1,96	72,95	
698	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	250	38,96	2,93	3,66	0,73	24,96	1,76	1,17	39,95	3,60	0,67	23,01	
331	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,20	300	150	38,98	1,68	4,73	3,05	181,84	2,83	1,15	68,32	4,66	2,98	177,29	
537	125	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,20	200	250	39,00	1,83	3,66	1,83	99,77	1,75	0,08	4,17	3,60	1,77	96,75	
656	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	300	250	39,14	2,68	4,71	2,03	75,87	2,81	0,13	4,90	4,65	1,97	73,57	
603	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	300	250	39,29	1,67	3,58	1,91	114,36	1,68	0,01	0,47	3,54	1,87	111,97	
278	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	300	150	39,32	2,91	4,77	1,86	66,87	2,87	0,04	1,49	4,72	1,81	62,17	
380	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,20	300	150	39,33	2,67	3,60	0,93	34,74	1,70	0,97	36,50	3,56	0,89	33,32	
700	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,20	300	250	39,33	2,67	4,70	2,03	76,03	2,80	0,13	4,79	4,65	1,98	74,20	
21	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	200	150	39,87	1,80	3,61	1,81	100,65	1,71	0,09	5,02	3,60	1,80	100,03	
89	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,10	200	150	39,87	1,80	4,73	2,93	162,84	2,83	1,03	57,17	4,72	2,92	162,03	
249	125	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	300	150	39,87	1,80	3,60	1,80	99,88	1,70	0,10	5,79	3,59	1,79	99,25	
729	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,20	300	250	39,87	1,80	4,72	2,92	162,48	2,82	1,02	56,81	4,71	2,91	161,67	
27	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	200	150	39,93	1,65	3,53	1,88	114,19	1,63	0,02	1,09	3,53	1,88	113,68	
463	200	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,10	200	250	39,93	1,65	4,66	3,01	182,47	2,76	1,11	67,19	4,65	3,00	181,81	
515	125	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	200	250	39,93	1,65	3,55	1,90	115,13	1,65	0,00	0,14	3,54	1,89	114,62	
588	200	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,10	300	250	39,93	2,64	4,65	2,01	76,21	2,75	0,11	4,17	4,64	2,00	75,81	
632	125	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,10	300	250	39,93	2,64	3,55	0,91	34,40	1,65	0,99	37,65	3,54	0,90	34,08	
708	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	300	250	39,93	2,64	4,66	2,02	76,57	2,76	0,12	4,53	4,65	2,01	76,16	
608	125	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	300	250	40,13	2,63	3,54	0,91	34,52	1,64	0,99	37,80	3,54	0,91	34,57	
756	200	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,20	300	250	40,13	2,63	4,66	2,03	77,02	2,75	0,12	4,70	4,66	2,03	77,09	
161	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	150	40,17	1,79	3,61	1,82	101,40	1,70	0,09	4,86	3,61	1,82	101,58	
345	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,20	300	150	40,17	1,79	4,69	2,90	162,21	2,79	1,00	55,95	4,70	2,91	162,45	
369	125	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,20	300	150	40,17	1,79	3,60	1,81	100,85	1,69	0,10	5,41	3,60	1,81	101,03	
702	200	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,20	300	250	40,24	2,86	4,70	1,84	66,35	2,80	0,06	2,15	4,71	1,85	64,67	
387	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	200	250	40,25	1,64	3,53	1,89	115,04	1,62	0,02	0,93	3,53	1,89	115,50	
459	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	250	40,25	1,64	4,64	3,00	182,98	2,74	1,10	67,00	4,65	3,01	183,56	
471	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	250	40,25	1,64	3,56	1,92	116,91	1,66	0,02	0,94	3,56	1,92	117,37	
483	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	250	40,25	1,64	4,63	2,99	182,96	2,73	1,09	66,99	4,64	3,00	183,14	
683	125	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,20	300	250	40,25	1,64	3,53	1,89	115,47	1,63	0,01	0,50	3,54	1,90	115,93	
722	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	300	250	40,43	2,85	4,69	1,84	64,55	2,79	0,06	2,19	4,71	1,86	65,28	

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
484	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	250	40,54	2,61	3,52	0,91	34,73	1,61	1,00	38,14	3,54	0,93	35,55
488	200	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,20	200	250	40,54	2,61	4,62	2,01	78,85	2,71	0,20	3,97	4,64	2,03	77,89
660	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	250	40,54	2,61	3,52	0,91	35,05	1,62	0,99	37,82	3,55	0,94	35,87
752	200	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,20	300	250	40,54	2,61	4,63	2,02	77,39	2,73	0,12	4,51	4,66	2,05	78,44
71	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	200	150	40,58	1,63	3,52	1,89	116,12	1,62	0,01	0,57	3,55	1,92	117,54
171	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	200	150	40,58	1,63	4,61	2,98	182,95	2,71	1,08	66,26	4,64	3,01	184,78
287	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	150	40,58	1,63	3,53	1,90	116,62	1,63	0,00	0,07	3,55	1,92	118,04
358	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	300	150	40,81	2,83	4,67	1,84	65,15	2,77	0,06	2,06	4,72	1,89	66,71
364	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	300	150	40,96	2,59	3,50	0,91	35,09	1,60	0,99	38,35	3,54	0,95	36,88
514	200	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,20	200	250	41,00	2,82	4,65	1,83	64,89	2,75	0,07	2,56	4,71	1,89	66,87
1	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	200	150	41,08	1,76	3,53	1,77	100,79	1,63	0,13	7,28	3,58	1,82	103,45
601	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	300	250	41,08	1,76	4,64	2,88	163,85	2,74	0,98	55,78	4,70	2,94	167,29
716	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,20	300	250	41,17	2,58	3,51	0,93	36,19	1,61	0,97	37,53	3,56	0,98	38,18
15	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	150	41,26	1,61	4,58	2,97	184,31	2,68	1,07	66,18	4,65	3,04	188,68
679	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	300	250	41,26	1,61	3,49	1,88	116,51	1,58	0,03	1,62	3,54	1,93	119,94
412	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	200	250	41,38	2,57	4,57	2,00	77,64	2,66	0,09	3,65	4,64	2,07	80,69
748	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	300	250	41,38	2,57	3,49	0,92	35,83	1,59	0,98	38,18	3,55	0,98	38,22
202	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,10	300	150	41,59	2,79	4,60	1,81	64,77	2,70	0,09	3,40	4,69	1,90	68,03
330	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,20	300	150	41,59	2,79	3,54	0,75	28,90	1,64	1,15	41,27	3,61	0,82	29,45
419	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	250	41,60	1,60	4,55	2,95	184,51	2,65	1,05	65,63	4,64	3,04	190,20
261	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	300	150	41,71	1,74	3,53	1,79	102,88	1,63	0,11	6,43	3,61	1,87	107,27
557	200	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,20	200	250	41,71	1,74	4,61	2,87	165,16	2,71	0,97	55,84	4,71	2,97	170,83
462	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	200	250	41,79	2,78	3,52	0,74	26,70	1,62	1,16	41,72	3,60	0,82	29,61
706	200	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,20	300	250	41,79	2,78	4,61	1,83	65,69	2,70	0,08	2,73	4,71	1,93	69,41
555	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	200	250	41,95	1,87	3,46	1,87	117,67	1,56	0,03	1,95	3,55	1,96	123,18
530	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	200	250	41,99	2,77	4,59	1,82	65,76	2,69	0,08	2,91	4,71	1,94	69,92
25	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	200	150	42,03	1,73	3,49	1,76	101,94	1,59	0,14	8,00	3,58	1,85	107,20
529	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	200	250	42,03	1,73	4,59	2,86	165,27	2,69	0,96	55,33	4,71	2,98	172,06
677	125	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,20	300	250	42,03	1,73	3,51	1,78	102,79	1,61	0,12	7,16	3,60	1,87	108,09
602	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	300	250	42,20	2,76	4,58	1,82	65,85	2,68	0,08	3,06	4,70	1,94	70,45
556	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	200	250	42,26	2,53	3,45	0,92	36,24	1,54	0,99	38,94	3,55	1,02	40,26
740	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	300	250	42,26	2,53	4,54	2,01	79,49	2,64	0,11	4,31	4,67	2,14	84,63
415	125	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	200	250	42,30	1,58	3,43	1,85	117,37	1,58	0,05	3,01	3,54	1,96	123,89
435	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	200	250	42,30	1,58	4,51	2,93	185,56	2,61	1,03	65,18	4,64	3,06	193,93
739	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	300	250	42,30	1,58	3,46	1,88	119,11	1,56	0,02	1,27	3,57	1,99	125,66
73	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	150	42,36	1,72	4,56	2,84	165,18	2,66	0,94	54,60	4,70	2,98	173,08
137	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,20	200	150	42,36	1,72	3,50	1,78	103,60	1,60	0,12	6,96	3,61	1,89	109,76
233	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,10	300	150	42,36	1,72	4,58	2,86	166,05	2,67	0,95	55,46	4,71	2,99	173,94
309	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	300	150	42,36	1,72	3,50	1,78	103,61	1,60	0,12	6,98	3,61	1,89	109,76
466	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	250	42,40	2,75	4,57	1,82	66,18	2,67	0,08	2,99	4,71	1,96	71,23
506	125	2730,5	22183,33	33	2,0	0,40	300	0,20	250	250	42,40	2,75	3,49	0,74	28,99	1,59	1,16	42,18	3,60	0,85	30,93
694	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	300	250	42,40	2,75	4,59	1,84	66,80	2,68	0,07	2,36	4,73	1,98	71,85
400	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	250	42,48	2,52	3,44	0,92	36,64	1,54	0,98	38,83	3,55	1,03	41,04
492	200	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,20	200	250	42,48	2,52	4,50	1,98	78,60	2,60	0,08	3,12	4,64	2,12	84,25
38	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	200	150	42,61	2,74	3,49	0,75	27,30	1,59	1,15	42,12	3,60	0,86	31,56
191	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	150	42,66	1,57	4,51	2,94	187,20	2,61	1,04	66,05	4,66	3,09	196,92
527	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	200	250	42,66	1,57	3,44	1,87	119,24	1,54	0,03	1,90	3,56	1,99	126,84
707	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,20	300	250	42,66	1,57	4,50	2,93	186,46	2,60	1,03	65,32	4,65	3,08	196,22
416	125	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	200	250	42,71	2,51	3,42	0,91	38,11	1,51	1,00	39,67	3,54	1,03	40,93

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
420	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	250	42,71	2,51	4,49	1,98	78,80	2,59	0,08	3,02	4,64	2,13	84,99
580	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	250	42,71	2,51	3,42	0,91	38,06	1,51	1,00	39,72	3,54	1,03	40,88
69	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	200	150	43,03	1,70	4,54	2,84	166,88	2,63	0,93	54,99	4,71	3,01	177,08
678	125	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,20	300	250	43,03	2,72	3,46	0,74	27,34	1,56	1,16	42,59	3,60	0,88	32,35
686	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	300	250	43,03	2,72	4,55	1,83	67,34	2,65	0,07	2,59	4,73	2,01	73,76
143	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	150	43,03	1,56	3,41	1,85	118,89	1,51	0,05	3,04	3,55	1,99	127,51
423	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	200	250	43,03	1,56	4,49	2,93	187,84	2,59	1,03	65,92	4,66	3,10	198,96
447	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	250	43,03	1,56	3,42	1,86	119,45	1,52	0,04	2,48	3,56	2,00	128,11
631	200	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,10	300	250	43,03	1,56	4,47	2,91	186,66	2,57	1,01	64,73	4,65	3,09	197,78
651	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	300	250	43,03	1,56	3,41	1,85	118,55	1,51	0,05	3,28	3,55	1,99	127,35
715	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,20	300	250	43,03	1,56	4,50	2,94	188,46	2,59	1,03	66,33	4,67	3,11	199,40
751	125	3850,1	270	205	1	0,40	500	0,20	300	250	43,03	1,56	3,42	1,86	118,95	1,51	0,05	2,96	3,55	1,99	127,67
654	200	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	300	250	43,24	2,71	4,52	1,81	66,93	2,62	0,09	3,26	4,71	2,00	73,82
353	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	300	150	43,37	1,69	3,46	1,77	104,82	1,56	0,13	7,73	3,61	1,92	113,73
111	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	150	43,40	1,55	4,46	2,91	187,63	2,56	1,01	64,92	4,65	3,10	200,09
587	125	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,10	300	250	43,40	1,55	3,38	1,83	118,56	1,48	0,07	4,35	3,54	1,99	128,10
747	200	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	300	250	43,40	1,55	4,46	2,91	187,92	2,56	1,01	65,21	4,66	3,11	200,51
755	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,20	300	250	43,40	1,55	3,40	1,85	119,33	1,50	0,05	3,39	3,55	2,00	129,15
658	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	300	250	43,45	2,70	4,51	1,81	67,11	2,61	0,09	3,34	4,71	2,01	74,47
737	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	300	150	43,63	2,47	3,39	0,92	37,14	1,49	0,98	39,87	3,55	1,08	43,63
424	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	200	250	43,63	2,47	4,46	1,99	80,44	2,55	0,08	3,43	4,66	2,19	88,82
436	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	200	250	43,63	2,47	3,38	0,91	36,72	1,48	0,99	40,28	3,54	1,07	43,25
584	200	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	300	250	43,63	2,47	4,43	1,96	79,53	2,53	0,06	2,52	4,64	2,17	87,90
642	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	250	43,67	2,49	3,45	0,76	28,42	1,55	1,14	42,29	3,62	0,93	34,52
723	200	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,20	300	250	43,78	1,54	4,44	2,90	188,06	2,53	0,99	64,55	4,65	3,11	202,05
727	125	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	300	250	43,78	1,54	3,38	1,84	119,21	1,48	0,06	4,20	3,55	2,01	130,22
157	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	150	44,06	1,67	4,48	2,81	168,48	2,58	0,91	54,59	4,71	3,04	182,31
641	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	250	44,06	1,67	3,44	1,77	105,85	1,54	0,13	8,04	3,62	1,95	116,69
394	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,10	200	250	44,10	2,67	4,46	1,79	67,21	2,56	0,11	4,02	4,70	2,03	75,97
564	125	3850,1	9826	13	1	0,40	500	0,20	200	250	44,11	2,45	3,37	0,92	37,38	1,46	0,99	40,26	3,55	1,10	44,82
644	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	250	44,11	2,45	4,43	1,85	80,91	2,53	0,08	3,28	4,67	2,22	90,43
523	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,20	200	250	44,16	1,53	3,38	1,85	120,75	1,48	0,05	3,57	3,56	2,03	132,76
476	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,10	200	250	44,35	2,44	4,42	1,98	81,29	2,52	0,08	3,34	4,67	2,23	91,39
231	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	300	150	44,54	1,52	3,35	1,83	120,24	1,45	0,07	4,80	3,55	2,03	133,40
303	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	300	150	44,54	1,52	4,40	2,88	189,46	2,50	0,98	64,33	4,66	3,14	206,26
411	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	200	250	44,54	1,52	3,34	1,82	119,63	1,44	0,08	5,51	3,54	2,02	132,76
607	200	3850,1	270	205	1	0,40	300	0,10	300	250	44,54	1,52	4,39	2,87	188,72	2,49	0,97	63,59	4,64	3,12	205,59
365	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,20	300	150	44,75	1,65	3,39	1,74	105,30	1,49	0,16	9,98	3,60	1,95	118,08
434	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	200	250	44,77	2,64	4,43	1,79	67,91	2,53	0,11	4,13	4,70	2,06	78,14
496	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	250	44,84	2,42	3,35	0,93	36,27	1,44	0,98	40,32	3,56	1,14	47,02
744	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	300	250	44,84	2,42	4,40	1,98	81,76	2,50	0,08	3,16	4,67	2,25	93,03
368	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	200	250	45,09	2,41	3,31	0,90	37,45	1,41	1,00	41,47	3,53	1,12	46,64
433	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	200	250	45,14	1,64	4,41	2,77	169,13	2,51	0,87	53,15	4,70	3,06	186,76
461	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	200	250	45,14	1,64	3,38	1,74	105,89	1,47	0,17	10,09	3,60	1,96	119,70
490	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,20	200	250	45,23	2,62	4,41	1,79	68,24	2,51	0,11	4,35	4,70	2,08	79,47
183	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	200	150	45,34	1,50	3,32	1,82	121,63	1,42	0,08	5,17	3,56	2,06	137,09
263	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	300	150	45,34	1,50	4,36	2,86	190,44	2,45	0,95	63,64	4,65	3,15	210,23
392	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	200	250	45,34	2,40	3,30	0,90	37,58	1,40	1,00	41,67	3,53	1,13	47,23
730	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,20	300	250	45,46	2,61	4,40	1,79	68,70	2,50	0,11	4,18	4,71	2,10	80,46

Pavimento	Q (kN)	IT (kcm)	ID (kcm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão da simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
45	125 2730.5	9826	13	1.6	0.40	300	0.10	200	150	45.51	1.63	3.37	1.74	106.44	1.46	0.17	10.25	3.60	1.97	121.12	
177	200 2730.5	9826	13	1	0.40	500	0.20	200	150	45.51	1.63	4.38	2.76	169.46	2.49	0.86	52.77	4.70	3.07	188.37	
693	125 2730.5	9826	13	1.6	0.25	300	0.20	300	250	45.51	1.63	3.38	1.75	107.30	1.48	0.15	9.39	3.62	1.99	122.10	
754	200 2730.5	9826	13	1	0.40	500	0.20	300	250	45.69	2.60	4.40	1.80	69.10	2.49	0.11	4.06	4.72	2.12	81.40	
551	125 3850.1	9826	13	1.6	0.25	500	0.20	200	250	45.74	1.49	3.31	1.82	122.35	1.41	0.08	5.31	3.56	2.07	139.05	
647	200 3850.1	9826	13	1.6	0.25	500	0.10	300	250	45.74	1.49	4.35	2.86	191.71	2.44	0.95	64.06	4.67	3.18	213.13	
655	125 3850.1	270	205	1	0.40	500	0.10	300	250	45.74	1.49	3.30	1.81	121.25	1.39	0.10	6.40	3.55	2.06	137.99	
440	200 3850.1	270	205	1	0.25	500	0.10	200	250	45.85	2.38	4.32	1.94	81.49	2.42	0.04	1.57	4.64	2.26	95.11	
629	125 2730.5	270	205	1	0.25	500	0.10	300	250	45.88	1.62	3.34	1.72	106.33	1.44	0.18	11.08	3.60	1.98	122.13	
714	200 2730.5	270	205	1.6	0.40	300	0.20	300	250	45.93	2.59	4.40	1.81	69.82	2.50	0.09	3.62	4.73	2.14	82.61	
251	125 3850.1	9826	13	1	0.25	500	0.10	300	150	46.16	1.48	3.26	1.78	120.56	1.36	0.12	7.96	3.53	2.05	138.35	
439	200 3850.1	270	205	1	0.25	500	0.10	200	250	46.16	1.48	4.30	2.82	190.79	2.40	0.92	62.28	4.64	3.16	213.75	
455	125 3850.1	9826	13	1.6	0.25	500	0.10	200	250	46.16	1.48	3.29	1.81	122.52	1.39	0.09	5.99	3.56	2.08	140.41	
495	200 3850.1	22183.33	33	1.6	0.25	300	0.20	200	250	46.16	1.48	4.32	2.84	192.16	2.42	0.94	63.64	4.66	3.18	215.11	
682	125 2730.5	9826	13	1	0.25	300	0.20	300	250	46.17	2.58	3.33	0.75	29.17	1.43	1.15	44.56	3.60	1.02	39.54	
726	200 2730.5	270	205	1	0.25	500	0.20	300	250	46.17	2.58	4.37	1.79	68.25	2.46	0.12	4.48	4.71	2.13	82.55	
738	125 2730.5	270	205	1.6	0.25	500	0.20	300	250	46.17	2.58	3.36	0.78	30.08	1.45	1.13	43.64	3.62	1.04	40.48	
185	200 2730.5	270	205	1.6	0.40	500	0.20	200	150	46.26	1.61	4.37	2.76	171.64	2.47	0.86	53.50	4.72	3.11	193.19	
481	125 2730.5	22183.33	33	1	0.25	300	0.20	200	250	46.26	1.61	3.33	1.72	106.58	1.42	0.19	11.56	3.60	1.99	123.40	
374	200 2730.5	22183.33	33	1.6	0.40	500	0.20	300	150	46.41	2.57	4.37	1.80	70.04	2.47	0.10	3.97	4.72	2.15	83.84	
552	125 3850.1	9826	13	1.6	0.25	500	0.20	200	250	46.63	2.35	3.28	0.93	39.50	1.38	0.97	41.44	3.56	1.21	51.57	
457	200 2730.5	22183.33	33	1	0.40	500	0.10	200	250	46.65	1.60	4.34	2.74	121.36	2.44	0.84	52.49	4.71	3.11	194.33	
509	125 2730.5	270	205	1	0.40	300	0.20	200	250	46.65	1.60	3.31	1.71	107.10	1.41	0.19	11.78	3.60	2.00	125.00	
649	200 2730.5	22183.33	33	1	0.40	500	0.10	300	250	46.65	1.60	4.34	2.74	171.66	2.44	0.84	52.59	4.71	3.11	194.45	
761	125 2730.5	270	205	1.6	0.40	500	0.20	300	250	46.65	1.60	3.34	1.74	108.92	1.44	0.16	9.96	3.63	2.03	126.91	
510	200 2730.5	270	205	1	0.40	300	0.20	200	250	46.89	2.55	4.33	1.78	69.67	2.42	0.13	4.92	4.71	2.16	84.54	
630	125 2730.5	270	205	1	0.25	500	0.10	300	250	46.89	2.55	3.30	0.75	29.52	1.40	1.15	45.07	3.60	1.05	41.12	
750	200 2730.5	270	205	1	0.40	500	0.20	300	250	46.89	2.55	4.34	1.79	70.02	2.43	0.12	4.57	4.72	2.17	84.95	
762	125 2730.5	270	205	1.6	0.40	500	0.20	300	250	46.89	2.55	3.33	0.78	30.71	1.43	1.12	43.88	3.63	1.08	42.38	
456	200 3850.1	9826	13	1.6	0.25	500	0.10	200	250	46.90	2.34	4.28	1.95	83.21	2.39	0.05	1.93	4.66	2.32	99.31	
520	125 3850.1	22183.33	33	1.6	0.40	300	0.20	200	250	46.90	2.34	3.27	0.93	39.66	1.37	0.97	41.63	3.56	1.22	52.21	
279	200 3850.1	22183.33	33	1.6	0.40	500	0.10	300	150	47.00	1.46	4.28	2.82	193.08	2.38	0.92	62.80	4.66	3.20	219.19	
379	125 3850.1	270	205	1.6	0.40	500	0.20	300	150	47.00	1.46	3.28	1.80	123.42	1.36	0.10	6.86	3.56	2.10	143.80	
383	200 3850.1	9826	13	1.6	0.40	500	0.20	300	150	47.00	1.46	4.28	2.82	193.38	2.38	0.92	63.10	4.67	3.21	219.55	
519	125 3850.1	22183.33	33	1.6	0.40	300	0.20	200	250	47.00	1.46	3.26	1.80	123.55	1.36	0.10	6.72	3.56	2.10	143.96	
357	200 2730.5	9826	13	1.6	0.25	500	0.20	300	150	47.04	1.59	4.33	2.74	172.49	2.43	0.84	52.86	4.72	3.13	196.72	
489	125 2730.5	9826	13	1	0.25	300	0.20	200	250	47.04	1.59	3.30	1.71	107.25	1.39	0.20	12.38	3.60	2.01	126.18	
134	200 2730.5	22183.33	33	1.6	0.40	300	0.20	200	150	47.14	2.54	4.32	1.78	70.26	2.42	0.12	4.62	4.71	2.17	85.60	
410	125 2730.5	22183.33	33	1	0.40	300	0.10	200	250	47.14	2.54	3.29	0.75	29.60	1.39	1.15	45.28	3.60	1.06	41.61	
422	200 2730.5	22183.33	33	1.6	0.40	300	0.10	200	250	47.14	2.54	4.33	1.79	70.54	2.43	0.11	4.34	4.72	2.18	85.93	
606	125 2730.5	270	205	1	0.40	300	0.10	300	250	47.14	2.54	3.29	0.75	29.64	1.39	1.15	45.24	3.60	1.06	41.66	
522	200 2730.5	270	205	1.6	0.40	300	0.20	200	250	47.39	2.53	4.32	1.79	70.84	2.42	0.11	4.34	4.73	2.20	86.79	
147	125 3850.1	22183.33	33	1	0.25	500	0.20	200	150	47.44	1.45	3.22	1.77	121.89	1.32	0.13	9.29	3.53	2.08	143.44	
351	200 3850.1	22183.33	33	1.6	0.25	500	0.20	300	150	47.44	1.45	4.26	2.81	193.60	2.36	0.91	62.43	4.66	3.21	221.34	
391	125 3850.1	270	205	1	0.25	300	0.10	200	250	47.44	1.45	3.22	1.77	122.10	1.32	0.13	9.08	3.53	2.08	143.70	
480	200 3850.1	9826	13	1.6	0.40	500	0.10	200	250	47.44	2.32	4.27	1.95	83.89	2.36	0.04	1.91	4.67	2.35	101.30	
93	125 2730.5	9826	13	1.6	0.40	500	0.10	200	150	47.44	1.58	3.30	1.72	108.58	1.39	0.19	11.80	3.61	2.03	128.55	
485	200 2730.5	270	205	1	0.25	300	0.20	200	250	47.44	1.58	4.30	2.72	171.93	2.39	0.81	51.55	4.70	3.12	197.59	
701	125 2730.5	270	205	1	0.40	300	0.20	300	250	47.44	1.58	3.29	1.71	107.99	1.38	0.20	12.39	3.60	2.02	128.08	

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
465	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	250	47,84	1,57	4,28	2,71	172,80	2,38	0,81	51,65	4,71	3,14	199,93
538	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	200	250	47,84	1,57	3,22	1,70	108,54	1,37	0,20	12,60	3,61	2,04	129,77
725	200	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,20	300	250	47,84	1,57	4,28	2,71	172,85	2,38	0,81	51,70	4,71	3,14	199,99
743	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	300	250	48,25	1,44	3,23	1,79	124,59	1,33	0,11	7,50	3,57	2,13	147,61
713	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,10	200	250	48,25	1,56	4,28	2,72	174,61	2,38	0,82	52,68	4,73	3,17	203,17
395	125	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,10	200	250	48,32	1,43	3,19	1,76	122,92	1,29	0,14	10,09	3,53	2,10	147,11
479	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	200	250	48,32	1,43	4,22	2,79	195,38	2,32	0,89	62,37	4,67	3,24	226,58
487	125	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,20	200	250	48,32	1,43	3,19	1,76	123,13	1,29	0,14	9,88	3,54	2,11	147,37
571	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,20	200	250	48,32	1,43	4,23	2,80	195,58	2,32	0,89	62,57	4,67	3,24	226,83
528	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	200	250	48,55	2,28	3,21	0,93	40,61	1,30	0,98	42,82	3,56	1,28	56,20
301	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	300	150	48,67	1,55	4,25	2,70	174,49	2,35	0,80	51,58	4,71	3,16	204,13
418	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	250	48,67	1,55	3,23	0,75	30,42	1,33	1,15	46,27	3,60	1,12	45,02
421	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	200	250	48,67	1,55	4,26	2,71	174,75	2,36	0,81	52,04	4,72	3,17	204,68
749	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,20	300	250	48,67	1,55	3,25	1,70	109,42	1,34	0,21	13,29	3,61	2,06	132,94
753	200	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,20	300	250	48,67	1,55	4,25	2,70	174,19	2,35	0,80	51,47	4,72	3,17	204,28
63	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	150	48,78	1,42	3,18	1,77	124,31	1,28	0,14	9,64	3,55	2,13	149,74
386	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	200	250	48,93	2,47	4,22	1,75	70,98	2,32	0,15	6,03	4,70	2,23	90,23
81	125	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,10	200	150	49,09	1,54	3,21	1,67	108,75	1,31	0,23	14,76	3,59	2,05	133,18
169	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	200	150	49,09	1,54	4,22	2,68	173,87	2,32	0,78	50,36	4,70	3,16	205,25
237	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	150	49,09	1,54	3,23	1,69	109,79	1,33	0,21	13,72	3,61	2,07	134,17
253	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	150	49,09	1,54	4,23	2,69	174,73	2,33	0,79	51,23	4,71	3,17	206,02
469	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	250	49,09	1,54	3,25	1,71	110,73	1,34	0,20	12,78	3,62	2,08	135,30
444	200	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,10	200	250	49,12	2,26	4,16	1,90	84,13	2,26	0,00	0,03	4,64	2,38	105,47
672	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	250	49,12	2,26	3,18	0,93	44,11	1,29	0,97	43,05	3,57	1,31	57,80
6	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	200	150	49,19	2,46	4,20	1,74	70,75	2,30	0,16	6,57	4,69	2,23	90,48
482	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,20	200	250	49,19	2,46	3,22	0,76	30,72	1,31	1,15	46,60	3,60	1,14	46,21
494	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	250	49,19	2,46	4,23	1,77	72,12	2,33	0,13	5,20	4,72	2,26	91,97
578	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	250	49,19	2,46	3,21	1,70	111,13	1,33	0,20	13,19	3,62	2,09	136,88
399	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	250	49,24	1,41	4,17	2,76	195,96	2,27	0,86	61,07	4,66	3,25	230,49
687	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	300	250	49,24	1,41	3,18	1,77	125,63	1,28	0,13	9,27	3,56	2,15	152,60
620	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,10	300	250	49,24	2,25	4,17	1,92	85,30	2,27	0,02	0,76	4,67	2,42	107,34
493	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	250	49,52	1,53	3,22	1,69	110,74	1,32	0,21	13,58	3,62	2,09	136,39
605	200	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,10	300	250	49,52	1,53	4,20	2,67	174,35	2,30	0,77	50,21	4,70	3,17	207,44
737	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,20	300	250	49,52	1,53	3,23	1,70	111,13	1,33	0,20	13,19	3,62	2,09	136,88
239	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	150	49,71	1,40	4,15	2,75	196,15	2,24	0,84	60,29	4,65	3,25	232,36
545	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	250	49,95	1,52	3,21	1,69	111,30	1,31	0,21	13,83	3,62	2,10	138,19
681	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,20	300	250	49,95	1,52	4,18	2,66	174,94	2,28	0,76	49,80	4,70	3,18	209,34
404	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	250	49,71	2,24	3,15	0,91	40,50	1,25	0,99	44,41	3,54	1,30	58,25
763	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,20	300	250	49,71	1,40	4,17	2,77	197,56	2,26	0,86	61,70	4,68	3,28	234,10
398	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	250	49,73	2,44	3,21	0,77	31,71	1,31	1,13	46,25	3,61	1,17	48,08
413	200	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,10	200	250	49,95	1,52	4,18	2,66	174,94	2,28	0,76	49,80	4,70	3,18	209,34
545	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	250	49,95	1,52	4,18	2,66	174,94	2,28	0,76	49,80	4,70	3,18	209,34
681	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,20	300	250	49,95	1,52	4,18	2,66	174,94	2,28	0,76	49,80	4,70	3,18	209,34
404	125	3850,1	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	250	50,00	2,23	3,15	0,92	41,16	1,25	0,98	44,13	3,55	1,32	59,36
596	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	250	50,00	2,23	4,14	1,91	85,63	2,24	0,01	0,33	4,66	2,43	109,02
736	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	250	50,00	2,23	3,16	0,93	41,60	1,26	0,97	43,69	3,57	1,34	59,91
458	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	200	250	50,28	2,42	4,17	1,75	72,32	2,27	0,15	6,27	4,71	2,29	94,60
361	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	300	150	50,39	1,51	3,18	1,67	110,18	1,27	0,24	15,69	3,60	2,09	138,33
746	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	300	250	50,56	2,41	4,16	1,75	72,77	2,26	0,15	6,15	4,72	2,31	95,72
19	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,10	200	150	50,67	1,38	3,12	1,74	125,75	1,21	0,17	12,08	3,54	2,16	156,63
443	200	3850,1	9826	13	1	0,25	500	0,10	200	250	50,67	1,38	4,09	2,71	196,52	2,19	0,81	58,70	4,64	3,26	236,50

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
611	125	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	250	50,67	1,38	3,11	1,73	125,33	1,21	0,17	12,50	3,54	2,16	156,48
735	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	300	250	50,67	1,38	4,12	2,74	198,44	2,22	0,84	60,61	4,67	3,29	238,53
633	125	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	300	250	50,84	1,50	3,16	1,65	110,64	1,26	0,24	16,16	3,60	2,10	139,91
653	200	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,10	300	250	50,84	1,50	4,15	2,65	176,43	2,24	0,74	49,63	4,71	3,21	214,04
745	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	300	250	50,84	1,50	3,17	1,67	111,29	1,27	0,23	15,51	3,61	2,11	140,74
576	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	200	250	50,92	2,20	4,11	1,91	86,79	2,21	0,01	0,33	4,67	2,47	112,45
95	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	200	150	51,16	1,37	3,11	1,74	126,81	1,21	0,16	12,03	3,55	2,18	159,29
671	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	250	51,16	1,37	4,10	1,73	199,06	2,20	0,83	60,23	4,67	3,30	241,02
572	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,20	200	250	51,23	2,19	3,12	0,93	42,35	1,22	0,97	44,50	3,57	1,38	62,92
720	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	250	51,23	2,19	4,09	1,90	86,92	2,19	0,00	0,07	4,67	2,48	113,28
373	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	300	150	51,30	1,49	3,16	1,67	112,38	1,26	0,23	15,28	3,62	2,13	142,88
478	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	200	250	51,41	2,38	4,14	1,76	73,96	2,24	0,14	5,95	4,73	2,35	98,70
554	125	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,20	200	250	51,41	2,38	3,15	0,77	32,23	1,25	1,13	47,69	3,61	1,23	51,57
668	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,10	300	250	51,54	2,18	4,08	1,90	87,20	2,18	0,00	0,05	4,67	2,49	114,30
135	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	200	150	51,67	1,36	3,09	1,73	127,10	1,19	0,17	12,75	3,55	2,19	161,00
547	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	250	51,67	1,36	4,07	2,71	199,41	2,17	0,81	59,56	4,67	3,31	243,18
433	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	200	250	51,76	1,48	3,15	1,67	112,65	1,25	0,23	15,86	3,62	2,14	144,39
645	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	300	250	51,76	1,48	4,12	2,64	178,51	2,22	0,74	49,99	4,72	3,24	219,22
705	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,20	300	250	51,76	1,48	3,13	1,65	111,67	1,23	0,25	16,85	3,60	2,12	143,51
500	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	250	51,86	2,17	4,06	1,89	87,13	2,16	0,01	0,52	4,66	2,49	114,89
728	125	3850,1	270	205	1	0,25	500	0,20	300	250	51,7	1,47	3,07	0,90	41,68	1,17	1,00	45,97	3,55	1,38	63,38
142	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	200	150	51,99	2,36	4,10	1,74	73,89	2,20	0,16	6,71	4,71	2,35	99,73
546	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	250	51,99	2,36	3,14	0,78	33,15	1,24	1,12	47,45	3,62	1,26	53,41
688	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	300	250	52,18	2,16	4,05	1,89	87,53	2,15	0,01	0,53	4,67	2,51	116,08
205	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	150	52,23	1,47	3,12	1,65	112,31	1,22	0,25	14,78	3,60	2,13	145,08
437	200	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,10	200	250	52,23	1,47	4,08	2,61	177,58	2,18	0,71	48,19	4,70	3,23	219,89
473	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,10	200	250	52,23	1,47	3,14	1,67	113,37	1,23	0,24	16,02	3,62	2,15	146,47
741	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	300	250	52,23	1,47	4,11	2,64	179,35	2,20	0,73	49,96	4,73	3,26	221,77
474	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,10	200	250	52,29	2,35	3,13	0,78	33,39	1,23	1,12	47,55	3,62	1,27	54,18
582	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	300	250	52,29	2,35	4,08	1,73	75,45	2,17	0,18	7,49	4,70	2,35	100,00
742	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	300	250	52,29	2,35	3,14	0,79	33,43	1,23	1,12	47,51	3,62	1,27	54,23
409	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	300	0,10	200	250	52,71	1,46	4,06	2,60	178,13	2,16	0,70	47,85	4,70	3,24	222,09
417	125	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	200	250	52,71	1,46	3,10	1,64	112,04	1,19	0,27	18,23	3,60	2,14	146,33
517	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	200	250	52,71	1,46	4,08	2,62	179,70	2,18	0,72	49,42	4,73	3,27	223,72
616	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	300	250	52,83	2,14	3,06	0,92	42,94	1,16	0,98	45,94	3,56	1,42	66,35
648	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	300	250	52,83	2,14	4,02	1,88	87,95	2,12	0,02	0,93	4,67	2,53	118,02
182	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	200	150	52,89	2,33	3,11	0,78	33,44	1,21	1,12	48,19	3,62	1,29	55,16
550	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	200	250	52,89	2,33	4,08	1,75	79,94	2,17	0,16	6,69	4,73	2,40	102,85
562	125	2730,5	9826	13	1	0,40	500	0,20	200	250	52,89	2,33	3,10	0,77	33,96	1,20	1,13	48,67	3,61	1,28	54,80
610	200	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	250	52,89	2,33	4,05	1,72	74,00	2,15	0,18	7,53	4,70	2,37	101,89
396	125	3850,1	9826	13	1	0,25	300	0,10	200	250	53,16	2,13	3,02	0,89	41,95	1,12	1,01	47,34	3,53	1,40	65,90
329	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,20	300	150	53,19	1,45	4,06	2,61	179,77	2,15	0,70	48,60	4,72	3,27	225,33
454	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	200	250	53,19	2,32	3,10	0,78	33,65	1,20	1,12	48,33	3,62	1,30	55,90
486	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,20	200	250	53,19	2,32	4,04	1,72	74,14	2,14	0,18	7,84	4,70	2,38	102,67
549	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	200	250	53,19	1,45	3,10	1,65	114,04	1,20	0,25	17,14	3,62	2,17	149,70
626	200	2730,5	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	250	53,19	2,32	4,04	1,72	74,24	2,14	0,18	7,74	4,70	2,38	102,79
524	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,20	200	250	53,49	2,12	3,04	0,92	43,34	1,14	0,98	46,38	3,56	1,44	67,98
441	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	200	250	53,68	1,44	4,02	2,58	179,21	2,12	0,68	47,13	4,70	3,26	226,56
477	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	200	250	53,68	1,44	3,09	1,65	114,58	1,19	0,25	17,51	3,62	2,18	151,62

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão da simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
335	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	150	53,76	1,32	3,98	2,66	201,44	2,08	0,76	57,35	4,66	3,34	252,92
334	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	150	53,81	2,30	3,08	0,78	33,80	1,18	1,12	48,90	3,61	1,31	57,03
408	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	200	250	53,83	2,11	3,98	1,87	88,48	2,07	0,04	1,66	4,66	2,55	120,83
414	125	2730,5	270	205	1	0,40	300	0,10	200	250	54,12	2,29	3,05	0,76	33,23	1,15	1,14	49,83	3,60	1,31	57,04
614	200	2730,5	9826	33	1,6	0,40	300	0,10	300	250	54,12	2,29	4,02	1,63	75,75	2,12	0,17	7,31	4,72	2,18	106,31
165	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	200	150	54,19	1,43	3,06	1,63	114,21	1,16	0,27	18,80	3,61	2,18	152,34
499	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	250	54,31	1,31	3,96	2,65	202,24	2,06	0,75	57,15	4,66	3,35	255,96
190	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	150	54,44	2,28	3,06	0,78	156,44	1,12	1,12	49,21	3,61	1,33	58,54
548	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,20	200	250	54,52	2,09	3,96	1,87	89,26	2,05	0,04	1,74	4,67	2,58	123,32
712	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	300	250	54,52	2,09	3,01	0,92	44,03	1,11	0,98	46,97	3,57	1,48	70,60
109	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	150	54,70	1,42	3,99	2,57	181,10	2,09	0,67	47,16	4,71	3,29	231,71
385	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	250	54,70	1,42	3,03	1,61	113,45	1,13	0,29	20,49	3,59	2,17	153,03
389	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	200	250	54,70	1,42	3,98	2,56	180,09	2,08	0,66	46,14	4,70	3,28	230,85
577	125	2730,5	22183,33	33	1	0,25	300	0,10	300	250	54,70	1,42	3,03	1,61	113,55	1,13	0,29	20,40	3,59	2,17	153,16
382	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	300	150	54,76	2,27	4,00	1,73	76,18	2,10	0,17	7,61	4,72	2,45	108,12
574	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	200	250	54,76	2,27	3,06	0,79	34,77	1,16	1,11	49,02	3,63	1,36	59,78
583	200	3850,1	270	205	1	0,25	300	0,10	300	250	54,87	1,30	3,92	2,62	201,34	2,02	0,72	55,03	4,64	3,34	257,01
591	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	250	54,87	1,30	2,99	1,69	130,22	1,09	0,21	16,10	3,56	2,26	173,55
663	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	300	250	54,87	1,30	3,95	2,65	203,82	2,04	0,74	57,21	4,67	3,37	259,42
734	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	300	250	55,08	2,26	3,05	0,79	34,86	1,15	1,11	49,30	3,62	1,36	60,39
513	200	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,20	200	250	55,21	1,41	3,96	2,55	181,05	2,06	0,65	46,15	4,71	3,30	233,75
526	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	200	250	55,41	2,25	3,03	0,78	34,88	1,13	1,12	49,66	3,62	1,37	60,90
87	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	150	55,44	1,29	3,91	2,62	203,39	2,01	0,72	55,94	4,66	3,37	261,11
592	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	250	55,58	2,06	2,97	0,91	44,25	1,07	0,99	48,08	3,56	1,50	72,63
37	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	200	150	55,74	1,40	3,95	2,55	182,26	2,05	0,65	46,40	4,71	3,31	236,46
85	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	150	55,74	1,40	3,02	1,62	115,62	1,12	0,28	20,24	3,61	2,21	157,96
349	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	300	150	55,74	1,40	3,96	2,56	182,66	2,06	0,66	46,80	4,72	3,32	237,02
397	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	250	55,74	1,40	3,02	1,62	115,70	1,12	0,28	20,16	3,61	2,21	158,08
665	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,10	300	250	55,74	1,40	3,97	2,57	183,29	2,06	0,66	47,43	4,73	3,33	237,91
718	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	250	55,74	2,24	3,03	0,79	35,16	1,13	1,11	49,75	3,62	1,38	61,78
427	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,10	200	250	56,07	1,28	3,90	2,62	204,32	1,99	0,71	55,72	4,66	3,38	264,31
518	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	200	250	56,07	2,23	3,02	0,79	35,22	1,11	1,12	50,07	3,62	1,39	62,36
690	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	250	56,07	2,23	3,95	1,72	77,12	2,05	0,18	8,17	4,73	2,50	111,92
521	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,20	200	250	56,27	1,39	3,01	1,62	116,47	1,11	0,28	20,36	3,62	2,23	160,44
428	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,10	200	250	56,31	2,04	3,88	1,84	90,41	1,88	0,06	2,83	4,66	2,62	128,59
430	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	250	56,41	2,22	3,00	0,78	35,25	1,10	1,12	50,43	3,62	1,40	62,91
766	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	300	250	56,41	2,22	3,94	1,72	77,70	2,04	0,18	7,96	4,74	2,52	113,35
61	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	150	56,82	1,38	2,98	1,60	116,14	1,08	0,30	21,69	3,61	2,23	161,24
609	200	2730,5	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	250	56,82	1,38	3,90	2,52	182,66	2,00	0,62	44,83	4,70	3,32	240,87
498	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	250	57,09	2,20	2,98	0,78	35,37	1,08	1,12	50,88	3,62	1,42	64,38
425	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,20	200	250	57,37	1,37	3,90	2,53	184,61	2,00	0,63	45,77	4,72	3,35	244,67
590	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	300	250	57,44	2,19	2,97	0,78	35,70	1,07	1,12	51,15	3,61	1,42	65,07
470	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	200	250	57,79	2,18	3,88	1,71	78,40	1,99	0,19	8,85	4,73	2,55	116,94
432	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	250	57,82	2,00	2,91	0,91	45,43	1,01	0,99	49,67	3,56	1,56	77,88
624	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	250	57,82	2,00	3,88	1,83	90,41	1,89	0,07	3,56	4,67	2,67	133,26
173	125	2730,5	270	205	1	0,40	500	0,20	200	150	57,94	1,36	2,94	1,58	116,00	1,04	0,32	23,85	3,59	2,23	164,31
768	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	300	250	58,20	1,99	3,83	1,84	92,24	1,92	0,07	3,34	4,68	2,69	135,06
619	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	300	0,10	300	250	58,44	1,24	2,89	1,65	133,28	0,99	0,25	20,11	3,56	2,32	187,05
13	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,10	200	150	58,51	1,35	3,85	2,50	185,03	1,95	0,60	44,14	4,71	3,36	248,63

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
566	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	200	250	58,51	2,16	2,95	0,79	36,61	1,05	1,11	51,45	3,63	4,66	1,47
581	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	300	250	58,51	1,35	3,84	2,49	184,22	1,53	0,58	43,33	4,70	3,35	248,15
621	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	250	58,51	1,35	2,94	1,59	118,11	1,04	0,31	22,79	3,62	2,27	168,03
622	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	250	58,51	2,16	3,86	1,70	78,69	1,56	0,20	9,36	4,72	2,56	118,71
666	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,10	300	250	58,87	2,15	2,94	0,79	36,70	1,04	1,11	51,77	3,63	2,68	68,61
612	200	3850,1	9826	13	1	0,40	300	0,10	300	250	58,99	1,97	3,77	1,80	91,33	1,87	0,10	5,22	4,65	2,68	135,79
255	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	150	59,07	1,23	2,87	1,64	133,17	0,97	0,26	21,47	3,55	2,32	188,47
503	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	200	250	59,07	1,23	3,78	2,56	207,75	1,88	0,65	53,11	4,66	3,43	279,13
543	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	250	59,07	1,23	2,88	1,65	133,95	0,98	0,25	20,69	3,56	2,33	189,61
639	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	250	59,07	1,23	3,79	2,56	207,91	1,89	0,66	53,27	4,67	3,44	279,35
667	125	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,10	300	250	59,07	1,23	2,88	1,65	134,15	0,98	0,25	20,48	3,57	2,34	189,93
377	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,20	300	150	59,09	1,34	3,84	2,50	118,66	1,03	0,60	44,57	4,72	3,38	252,54
685	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	300	250	59,09	1,34	2,93	1,59	118,66	1,03	0,31	23,28	3,62	2,28	170,19
733	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	300	250	59,68	1,33	3,82	2,49	187,46	1,92	0,59	44,45	4,73	3,40	255,68
568	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	200	250	59,80	1,95	2,86	0,91	46,79	0,96	0,99	50,75	3,57	1,62	83,00
650	200	2730,5	22183,33	33	1	0,40	500	0,10	300	250	59,99	2,12	3,78	1,67	78,93	1,89	0,23	10,79	4,71	2,59	122,22
628	125	3850,1	22183,33	33	1	0,25	500	0,10	300	250	60,21	1,94	2,83	0,89	46,67	0,92	1,02	52,38	3,54	1,60	82,49
585	200	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,10	300	250	60,29	1,32	3,78	2,46	186,03	1,87	0,55	41,94	4,70	3,38	256,07
595	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,10	300	250	60,38	1,21	2,84	1,63	134,58	0,94	0,27	22,61	3,56	2,35	193,85
691	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	250	60,38	1,21	3,74	2,53	209,56	1,84	0,63	52,16	4,67	3,46	285,69
711	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	300	250	60,75	2,10	2,85	1,64	135,14	0,94	0,27	22,05	3,57	2,36	194,67
442	200	2730,5	9826	13	1	0,25	500	0,10	200	250	60,75	2,10	3,76	1,65	79,13	1,86	0,24	11,44	4,70	2,60	123,93
541	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	300	0,20	200	250	60,90	1,31	2,88	1,57	120,03	0,98	0,33	25,16	3,62	2,31	176,42
613	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	300	250	60,90	1,31	3,78	2,47	188,40	1,88	0,57	43,21	4,72	3,41	260,65
159	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	150	61,05	1,20	2,82	1,62	134,80	0,92	0,28	23,70	3,55	2,35	195,83
431	200	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	250	61,05	1,20	3,72	2,52	209,89	1,82	0,62	51,38	4,66	3,46	288,61
600	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	300	250	61,48	1,91	2,81	0,90	47,14	0,91	1,00	52,44	3,56	1,65	86,16
403	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,10	200	250	61,73	1,19	3,69	2,50	210,59	1,79	0,60	50,56	4,66	3,47	291,54
643	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	300	250	61,73	1,19	2,81	1,62	135,84	0,90	0,29	23,99	3,56	2,37	199,14
570	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,20	200	250	61,92	2,07	3,75	1,68	81,14	1,83	0,22	10,74	4,73	2,66	128,63
405	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	200	250	62,17	1,29	2,84	1,55	120,52	0,94	0,35	26,93	3,61	2,32	180,05
569	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	500	0,20	200	250	62,17	1,29	3,74	2,45	190,07	1,84	0,55	42,62	4,73	3,44	266,87
710	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	300	250	62,33	2,06	2,85	0,79	38,27	0,95	1,11	54,06	3,62	1,56	75,94
390	200	2730,5	270	205	1	0,25	300	0,10	200	250	62,73	2,05	3,69	1,64	80,21	1,79	0,26	12,57	4,70	2,65	129,18
406	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	200	250	62,73	2,05	2,83	0,78	38,08	0,93	1,12	54,70	3,61	1,56	72,93
497	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	200	250	62,81	1,28	3,71	2,43	190,18	1,81	0,53	41,58	4,72	3,44	268,90
709	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,20	300	250	62,81	1,28	2,84	1,56	121,58	0,93	0,35	27,02	4,66	3,49	297,86
167	200	3850,1	9826	13	1,6	0,25	500	0,20	300	150	63,15	1,17	3,65	2,48	136,91	0,87	0,30	23,65	3,56	2,39	204,27
615	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	300	250	63,15	1,17	2,77	1,60	136,91	0,87	0,30	23,65	3,56	2,39	204,27
401	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,10	200	250	63,47	2,03	3,69	2,48	190,64	1,79	0,52	40,88	4,72	3,45	271,51
594	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,10	300	250	63,56	2,03	2,81	0,78	38,50	0,91	1,12	55,20	3,61	1,58	78,05
452	200	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	200	250	63,69	1,86	3,63	1,77	99,42	1,73	0,13	6,84	4,66	2,80	150,73
407	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	200	250	63,87	1,16	2,75	1,59	137,11	0,85	0,31	26,86	3,55	2,39	206,36
502	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	200	250	63,98	2,02	3,68	1,65	82,08	1,78	0,24	12,08	4,72	2,70	133,77
618	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,10	300	250	64,40	2,01	2,79	1,77	96,03	0,89	1,12	55,64	4,66	1,61	80,01
448	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	250	64,61	1,84	3,61	1,77	96,03	1,70	0,14	7,34	4,66	2,82	153,49
451	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	500	0,10	200	250	64,61	1,15	2,74	1,59	137,87	0,83	0,32	27,53	3,56	2,41	209,39
544	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,20	200	250	64,61	1,84	3,61	1,77	96,16	1,71	0,13	7,21	4,67	2,83	153,69
623	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	300	250	64,61	1,15	2,74	1,59	137,96	0,83	0,32	27,44	3,56	2,41	209,52

Pavimento	Q (kN)	IT (cm)	ID (cm)	ED (GPa)	B (m)	L (m)	ML (MPa)	SL (m)	MSL (MPa)	MSU (MPa)	U (MPa)	Deflexão de simulação (mm)	Deflexão da equação (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação corrigida (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)	Deflexão da equação com U médio de 40,1 MPa (mm)	Diferença (mm)	Diferença (%)
229	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	300	0,10	300	150	64,83	1,25	3,65	2,40	191,68	1,74	0,49	39,52	4,71	3,46	276,98
534	125	2730,5	270	205	1	0,25	500	0,20	200	250	64,83	2,00	2,76	0,76	38,24	0,86	1,14	56,86	3,60	1,60	80,02
617	200	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,10	300	250	64,83	1,25	3,65	2,40	192,25	1,75	0,50	40,08	4,72	3,47	277,91
586	125	2730,5	9826	13	1	0,25	300	0,10	300	250	65,71	1,98	2,74	0,76	38,43	0,84	1,14	57,64	3,59	1,61	81,54
760	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	300	250	66,05	1,81	3,57	1,76	97,40	1,67	0,14	7,68	4,68	2,87	158,45
426	125	2730,5	270	205	1,6	0,40	300	0,10	200	250	66,60	1,96	2,74	0,78	39,88	0,84	1,12	57,17	3,62	1,66	84,51
475	200	3850,1	270	205	1,6	0,40	500	0,10	200	250	66,93	1,12	3,54	2,42	216,28	1,64	0,52	46,45	4,67	3,55	316,96
767	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	500	0,20	300	250	67,74	1,11	2,67	1,56	140,83	0,77	0,34	30,52	3,57	2,46	221,79
429	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	300	0,10	200	250	68,46	1,20	3,55	2,35	195,58	1,64	0,44	37,08	4,72	3,52	293,52
670	125	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	250	68,46	1,92	2,71	0,79	40,93	0,80	1,12	58,14	3,63	1,71	88,81
757	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	300	250	68,46	1,20	3,56	2,36	196,31	1,65	0,45	37,80	4,74	3,54	294,74
640	125	3850,1	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	300	250	69,08	1,75	2,64	0,89	50,72	0,74	1,01	57,97	3,56	1,81	103,45
445	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	250	69,23	1,19	3,53	2,34	196,54	1,62	0,43	36,50	4,72	3,53	296,89
661	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	300	250	69,23	1,19	2,69	1,50	126,02	0,79	0,40	33,82	3,63	2,44	204,67
450	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	200	250	69,91	1,89	3,51	1,62	85,57	1,61	0,28	15,06	4,72	2,83	149,87
501	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,20	200	250	70,01	1,18	2,67	1,49	126,08	0,77	0,41	35,11	3,62	2,44	206,48
689	200	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	250	70,01	1,18	3,51	2,33	197,16	1,60	0,42	35,97	4,73	3,55	300,48
599	125	3850,1	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	300	250	71,13	1,07	2,59	1,52	142,29	0,69	0,38	35,47	3,56	2,49	232,31
664	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	300	250	71,25	1,71	3,43	1,72	100,55	1,52	0,19	10,88	4,67	2,96	173,24
402	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	300	0,10	200	250	71,93	1,85	2,63	0,78	41,95	0,72	1,13	60,86	3,61	1,76	95,27
758	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	300	250	71,93	1,85	3,46	1,61	87,15	1,56	0,29	15,66	4,74	2,89	156,05
692	125	3850,1	270	205	1,6	0,25	300	0,20	300	250	72,95	1,68	2,56	0,88	53,35	0,66	1,02	60,86	3,56	1,88	111,97
759	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	300	250	73,88	1,04	3,36	2,32	223,50	1,46	0,42	40,41	4,68	3,64	349,81
662	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	300	250	74,06	1,81	2,59	0,78	43,19	0,69	1,12	61,89	3,63	1,82	100,31
567	200	3850,1	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	200	250	74,84	1,03	3,34	2,31	223,97	1,43	0,40	39,30	4,67	3,64	353,81
719	125	3850,1	9826	13	1,6	0,40	300	0,20	300	250	74,84	1,03	2,53	1,50	145,10	0,62	0,41	39,47	3,57	2,54	246,13
669	200	2730,5	9826	13	1,6	0,40	500	0,10	300	250	75,96	1,11	3,36	2,25	202,61	1,46	0,35	31,26	4,73	3,62	326,20
277	125	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,10	300	150	76,88	1,10	2,53	1,43	130,25	0,63	0,47	42,66	3,61	2,51	228,49
565	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,40	500	0,20	200	250	76,88	1,10	3,34	2,24	203,51	1,44	0,34	30,60	4,73	3,63	330,28
598	125	2730,5	9826	13	1,6	0,25	300	0,10	300	250	76,88	1,76	2,53	0,77	43,93	0,63	1,13	64,14	3,61	1,85	105,37
446	200	2730,5	22183,33	33	1,6	0,25	500	0,10	200	250	83,79	1,65	3,18	1,53	92,89	1,28	0,37	22,38	4,72	3,07	186,24
449	125	2730,5	270	205	1,6	0,25	500	0,10	200	250	87,30	1,00	2,36	1,36	136,34	0,46	0,54	53,87	3,62	2,62	261,68
646	200	2730,5	9826	13	1,6	0,25	500	0,10	300	250	123,96	1,23	2,58	1,35	109,53	0,68	0,55	45,11	4,72	3,49	284,10

Média		40,10	2,49	4,39	1,90	93,35	2,49	0,64	27,95	4,13	1,82	97,57
Desvio Padrão		14,58	1,08	1,16	0,85	55,68	1,16	0,56	23,35	0,55	0,92	74,37
Coef. Variação		36,35	43,26	26,44	44,58	59,65	46,63	87,26	83,55	13,43	50,61	76,22
Máximo		123,96	7,16	8,86	4,60	223,97	6,96	2,70	75,08	4,74	3,64	353,81
Mínimo		10,56	1,00	2,36	0,06	0,84	0,46	0,00	0,00	3,52	0,01	0,30